

NUOVA VIABILITA' DI ACCESSO ALLO STABILIMENTO SANPELLEGRINO S.P.A. IN COMUNE DI ZOGNO

PROVVEDIMENTO AUTORIZZATIVO SPORTELLO UNICO PER LE ATTIVITA' PRODUTTIVE (S.U.A.P.)

ai sensi dell'art. 8 del D.P.R. 07/09/2010 N. 160

Committente:

SANPELLEGRINO S.P.A

Località Ruspino
24016 - San Pellegrino Terme (BG)

Progettista:



Engineering and Technical Services

S.p.A.

Via A. Mazzi, 32 - 24018 Villa d'Almè - (BG)

T. +39 035/ 63 13 111 F. +39 035/ 54 50 66

info@etseng.it - www.etseng.it

Sistema Qualità Certificato UNI EN ISO 9001:2008

Certificato numero: SQ00461 CSICERT

Titolo elaborato:

STRUTTURE
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE
MURI DI SOSTEGNO

Numero elaborato

020S

Scala: -

Data: 24/05/2018

Commessa: 0142-2017

Redatto	Verificato	Approvato D.T.	Descrizione	Data	Rev.
Zanchi	Locatelli	Parietti	EMISSIONE	24/05/2018	00

SOMMARIO

1	DISEGNI DI RIFERIMENTO	3
2	NORME DI RIFERIMENTO	3
3	DATI GENERALI DI PROGETTO	4
4	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SCHEDE 1 E 2).....	6
4.1	Organizzazione del calcolo	6
4.2	Calcolo delle azioni sulla struttura	7
4.2.1	Spinta della terra	7
4.2.2	Spinta della falda freatica	9
4.2.3	Pesi e forze d'inerzia per le verifiche sismiche	9
4.3	Verifica allo scorrimento	10
4.4	Stato limite di ribaltamento	11
4.5	Verifica delle sezioni in c.a. allo S.L.U.	11
4.6	Verifica del collegamento tra platea e fondazione	14
5	VERIFICA DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SCHEDE 3, 4 E 5).....	15
5.1	Classe di esposizione agli agenti aggressivi	15
5.2	Copriferri.....	16
5.3	Calcolo dell'ampiezza delle fessure	17
5.4	Calcolo delle tensioni di esercizio (4.1.2.2.5)	18
6	VERIFICA SISMICA (SCHEDA 6).....	18
6.1	Criteri generali di progetto	19
6.2	Dati di progetto dell'azione sismica.....	20
6.3	Calcolo dell'azione sismica	20
6.4	Spinte di calcolo del terreno e dell'acqua	20
6.5	Spinta sulla parete prefabbricata	24

6.6	Calcolo delle forze d'inerzia.....	25
6.7	Spinta passiva della terra davanti alla fondazione in caso sismico	25
7	CODICI DI CALCOLO	26
7.1	Tipo di analisi svolta	26
7.2	Origine e caratteristiche dei codici di calcolo.....	27
7.3	Affidabilità del codice di calcolo	27
	ALLEGATO VERIFICHE	28

1 DISEGNI DI RIFERIMENTO

Muri di sostegno tipo "N":	In opera: Disegno tipologico muri uNM
Muri di sostegno tipo "T":	In opera: Disegno tipologico muri uTM
Muri di sostegno tipo "T":	In opera: Disegno tipologico muri uTP

2 NORME DI RIFERIMENTO

La norma di riferimento assunta per la verifica delle strutture è il Decreto del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti del 14/1/2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni" e le relative istruzioni (circ. 2/2/2009 n° 617).

Per quanto in esso non contenuto si è fatto riferimento a:

- * Calcestruzzo: UNI EN 206-1:2001 - Specificazione, prestazione, produzione e conformità e UNI 11104:2004 - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 201-1.
- * Classe di esposizione: linee guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, in conformità con l'Eurocodice 2-1-1:2005 e la norma UNI EN 206-1.
- * Calcolo dell'apertura delle fessure nello stato limite di servizio: D.M. 9/1/96 e circ. min.LL.PP n°252 del 15/1/96.
- * Sismicità del Comune in cui sorge l'opera: tabella 1 allegata al D.M. 14/1/2008. I parametri sismici sono stati aggiornati consultando il sito Internet del Ministero dei Lavori Pubblici.
- * Calcolo della capacità portante delle fondazioni: Brinch-Hansen J. (1970) "A Revised and Extended formula for Bearing Capacity". Bull. n° 28 – Danish Geotechnical Institute – Copenhagen.
- * Riduzione della capacità portante per il sisma: Peck A. (1997) "Analytical formula for a seismic bearing capacity of shallow strip foundations" Proc. 14th Int. Conf. On soil Mechanics and Foundation Engineering.

3 DATI GENERALI DI PROGETTO

Durata della vita nominale in servizio (tabella 2.4.I):	Tipo 3	Vn = anni	100
Ambiente nel quale l'opera è costruita:			
Condizioni ordinarie: opera che non sorge sulla costa, né in prossimità del mare; non è previsto l'uso di sali disgelanti a valle del muro			

Tabella 1 - Materiali e loro resistenze

Calcestruzzo (§ 11.2.10 e 4.1.2.1.1)			Prefabbricati	Platea	Fondazione
Resistenza caratteristica cubica R_{ck}	N/mm ²		45	30	20
Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} = 0,83 R_{ck}$	N/mm ²		37.35	24.9	16.6
Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / 1,5$	N/mm ²		21.17	14.11	9.41
Resistenza media a trazione assiale $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	N/mm ²		3.35	2.56	1.95
Resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = f_{ctm} \cdot 0,7 / 1,5$	N/mm ²		1.56	1.19	0.91
Acciaio (§ 4.1.2.1.1)	tipo		B450C	B450C	-
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	N/mm ²		450	450	-
Resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / 1,15$	N/mm ²		391.3	391.3	-

Tabella 2 - Coefficienti e parametri impiegati nei calcoli:

AZIONI	simboli	Verifiche SLU: Approccio 1		Verifiche SLE	Verifica sismica
		A1+M1+R1	A2+M2+R2		
Coefficienti parziali per le azioni (tabella 6.2.I):					
Peso proprio della struttura	g_1	1.3	1.0	1.0	1.0
Peso della terra portata	g_2	1.3	1.0	1.0	1.0
Spinta della terra	g_3	1.3	1.0	1.0	1.0
Sovraccarichi per carichi mobili	q_1	1.5	1.3	$1.0 \times \Psi$	0.2
Parametri geotecnici del terreno spingente (tabella 6.2.II):					
Angolo di resistenza al taglio	φ	32°	26.56°	32°	26.56°
Coesione efficace	c'_k	0.0	0.0	0.0	0.0
Resistenza non drenata	c_{uk}	0.0	0.0	0.0	0.0
Peso specifico della terra	γ	19.0 kN/m3	19.0 kN/m3	19.0 kN/m3	19.0 kN/m3
Eventuali valori particolari per le singole sezioni sono riportati nelle relative schede.					
Coefficienti parziali per le verifiche delle fondazioni superficiali (tabella 6.5.I):					
Scorrimento della fondazione	γ_r	1.0	1.0	1.0	1.0

Tabella 3 - Coefficienti parziali per le azioni nelle verifiche EQU (tabella 6.2.II):

AZIONI	simboli	Approccio 1: verifiche EQU
Carichi permanenti favorevoli (pesi)	γ_{G1f}	0.9
Carichi permanenti sfavorevoli (spinta delle terre)	γ_{G1s}	1.1
Carichi variabili favorevoli (peso del sovraccarico)	γ_{Q1f}	0.0
Carichi variabili sfavorevoli (spinta per effetto del sovraccarico)	γ_{Q1s}	1.5

Per ciascuna sezione trasversale sono state eseguite sette verifiche, esposte nelle sette schede elencate nel seguito:

Scheda 1: Verifica S.L.U.: GEO e STR, secondo l'approccio 1, combinazione 1 (A1+M1+R1);

Scheda 1-urto: Verifica S.L.U.: GEO e STR, secondo l'approccio 1, combinazione 1 (A1+M1+R1);

Scheda 2: Verifica S.L.U.: GEO, EQU e STR, secondo l'approccio 1, combinazione 2 (A2+M2+R2);

Scheda 3: Verifica S.L.E. combinazione RARA ($Y = 1.0$), con il calcolo delle tensioni nelle sezioni in c.a.;

Scheda 4: Verifica S.L.E. combinaz. FREQUENTE ($Y = 0.75$), con il calcolo dell'apertura delle fessure sulle sezioni;

Scheda 5: Verifica S.L.E. combinaz. QUASI PERMANENTE ($Y = 0$), con il calcolo dell'apertura delle fessure sulle sezioni;

Scheda 6: Verifica sismica, con sovraccarico ridotto perché dovuto a carichi mobili ridotti;

I muri di accesso all'impalcato del ponte sono stati verificati in conformità al punto C5.1.3.3.7.1 della Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti 02/02/2009, n° 617 applicando cautelativamente alle azioni i coefficienti parziali propri dei muri di sostegno.

Il carico distribuito agente sul rilevato a tergo del muro deriva dallo schema di carico 1 del punto 5.1.3.3.5 delle NTC in cui, le 2 forze concentrate $Q1k = 300kN$ sono state ripartite su una superficie rettangolare $S=3.00 \times 2.00=6.0m^2$.

Il valore del sovraccarico distribuito $S0$ agente sul rilevato a tergo del muro è dunque pari a:

$$S0 = \frac{300kN \cdot 2}{(3.0m \cdot 2.2m)} + 9.0 \frac{kN}{m^2} \cong 100kN/m^2$$

I muri sono stati inoltre verificati all'azione dei carichi orizzontali da traffico descritti al punto C5.1.3.3.7.2 della Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti 02/02/2009, n° 617. Si è considerato il carico concentrato orizzontale pari a $180kN$ agente a livello della pavimentazione stradale e distribuito, tramite il cordolo in C.A. di sommità dei muri, su 10 muri costituenti il paraghiaia di una carreggiata. La verifica dei muri all'azione della forza

orizzontale risultante $U_9=18\text{KN/muro}$ è stata condotta orientando la forza U_9 in due direzioni: verso il terrapieno e verso l'impalcato.

Si è poi considerato che, contestualmente alla forza orizzontale U_9 , agisca la forza verticale di 300kN originata dal carico $Q1\text{k}$. Tale forza, agente sul cordolo di sommità dei muri, viene distribuita cautelativamente da quest'ultimo su 2 muri adiacenti generando la forza verticale $V_9=300/2=150\text{kN/muro}$ con cui sono stati verificati i muri.

Considerando che una forza concentrata $Q1\text{k}$ agisca direttamente sul cordolo di sommità dei muri come da figura C5.1.1 della Circ.n° 617, il sovraccarico sul rilevato è quello generato dall'altra forza $Q1\text{k}$ che costituisce con la prima il tandem di assi dello schema 1. Il valore del sovraccarico distribuito S_0 agente sul rilevato a tergo del muro associato alle forze orizzontali e verticali sopra descritte è dunque pari a:

$$S_0 = \frac{300\text{kN}}{(3.0\text{m} \cdot 1.70\text{m})} + 9.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cong 68\text{kN/m}^2$$

In ogni scheda i dati e i disegni delle sezioni corrispondono a quanto effettivamente assunto nel calcolo.

Le verifiche sono svolte con l'ausilio del codice di calcolo 'Muri 2008' vers. 2.7.1.

4 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SCHEDE 1 E 2)

4.1 Organizzazione del calcolo

Il calcolo di verifica agli stati limite delle varie opere di sostegno prefabbricate è svolto secondo il punto 6.5.3 del citato D.M. 14/1/08 nei due casi previsti dalla norma.

Nella **prima scheda** è svolta la verifica S.L.U. di tipo strutturale (STR) secondo l'Approccio 1, Combinazione 1, impiegando i coefficienti sopraindicati per il caso "A1+M1+R1" (cioè con angolo d'attrito del terreno effettivo e azioni maggiorate dai relativi coefficienti).

Nella **seconda scheda** è svolta la verifica S.L.U. di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio del corpo rigido (EQU) secondo l'Approccio 1, Combinazione 2, impiegando i coefficienti per il caso "A2+M2+R2" (cioè con la spinta della terra maggiorata avendo assunto un angolo d'attrito del terreno ridotto e azioni naturali; solo il sovraccarico sul rilevato è maggiorato).

In ciascuna delle due schede è effettuato:

- il calcolo delle spinte, dei pesi e dei loro momenti (GEO) rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione;
- la verifica allo scorrimento (GEO) sul piano di posa;
- la verifica al ribaltamento (EQU) rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione;
- la verifica strutturale (STR) con il confronto tra le sollecitazioni e le resistenze nelle sezioni delle membrature.

4.2 Calcolo delle azioni sulla struttura

Nella prima parte di queste due schede sono calcolati tutti i vari termini della combinazione fondamentale delle azioni che formano l'azione complessiva della struttura sul terreno di fondazione, struttura costituita dalla parete prefabbricata, dalla sua fondazione diretta, dalla platea sotto al terrapieno, dalla terra che sovrasta la platea, dai sovraccarichi sul rilevato, sotto l'azione della spinta del terrapieno e delle altre varie azioni eventualmente presenti. Tutte le azioni agenti sulla struttura sono state calcolate in base alle dimensioni geometriche riportate in ciascuna scheda moltiplicate per i rispettivi coefficienti riportati nella tabella 2 del capitolo 3.

4.2.1 Spinta della terra

Con riferimento alla figura sottostante, la spinta del terrapieno agisce direttamente sulla fondazione del muro e indirettamente su una sezione verticale ideale R-S innalzata sullo spigolo interno della platea.

L'esperienza ha dimostrato che, se la struttura non è soggetta a vincoli particolari, la sua deformazione elastica e il cedimento della fondazione sono, in genere, sufficienti a mobilitare la spinta attiva del terrapieno.

Il coefficiente di spinta attiva è calcolato in base al valore f dell'angolo d'attrito assegnato nel caso A1+M1+R1 e al valore ridotto $f' = \arctan(\tan f / 1.25)$ nel caso A2+M2+R2.

L'esame dei meccanismi di collasso della struttura dimostra che nelle verifiche GEO e EQU dobbiamo sempre considerare la spinta della terra agente sulla sezione verticale R-S innalzata dal bordo interno della platea.

Pertanto il coefficiente di spinta K_1 attraverso la sezione R-S viene calcolato:

- a) se il profilo del rilevato è rettilineo, con le formula di Rankine,

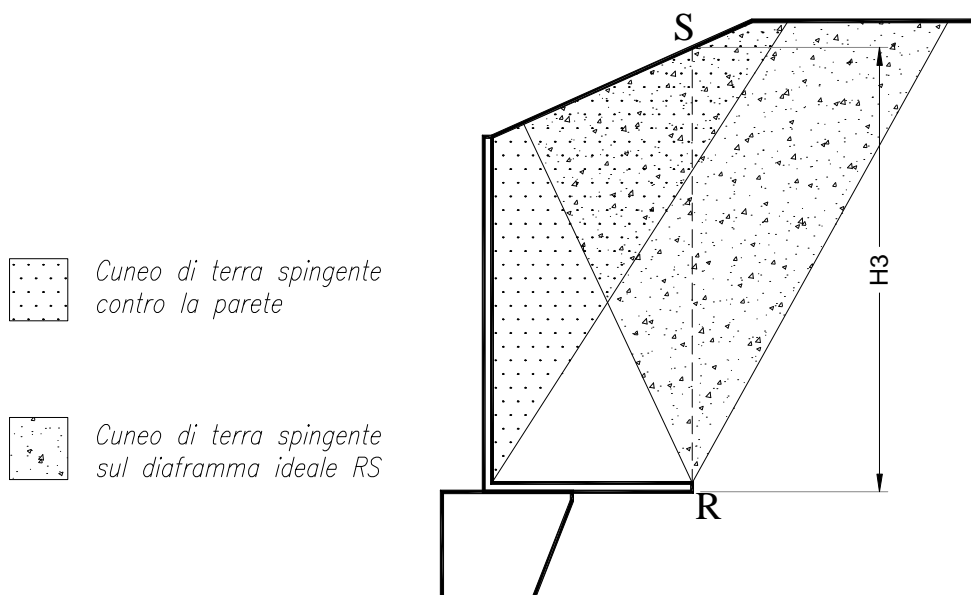
- per terrapieno orizzontale:

$$k_1 = \tan^2(45 - \varphi/2)$$

- per terrapieno inclinato dell'angolo β :

$$k_1 = \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}$$

Esse corrispondono a ipotizzare la formazione di un cuneo di terra spingente limitato da due piani di scorrimento, le cui giaciture sono quelle che generano la spinta massima, e quindi la più sfavorevole alla stabilità del muro. La teoria del masso illimitato di Rankine dimostra che la spinta risulta sempre parallela alla superficie del rilevato. In particolare, se il rilevato è orizzontale, essa dimostra che non si formano componenti verticali sulla sezione R-S, componenti che risulterebbero molto favorevoli nel calcolo delle resistenze al ribaltamento e allo scorrimento.



Se il profilo del rilevato non è una retta, il codice di calcolo, con un procedimento iterativo che corrisponde a estendere la formula di Rankine ai profili spezzati, individua per approssimazioni successive le giaciture dei due piani di scorrimento che generano

simultaneamente la spinta massima e fornisce automaticamente il coefficiente di spinta attiva. Se le pendenze sono uguali i risultati coincidono con quelli della formula di Rankine. Dall'equilibrio dei due semicunei separati dal piano R-S risulta anche individuata l'inclinazione della spinta, che risulta intermedia fra le due pendenze. Chiameremo questo procedimento **"Cuneo a cavallo di R-S"**.

La spinta sulla fondazione è calcolata con un coefficiente di spinta K_3 su parete verticale. Il calcolo tiene conto che nei muri tipo N, T e F la platea impedisce al peso del terrapieno che la sovrasta di agire come sovraccarico per l'intera altezza del muro, come risulta dimostrato dall'analisi di tutti i possibili meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, svolta a sensi del punto 6.5.3.1 del D.M. 14/1/2008.

4.2.2 Spinta della falda freatica

Tutti i muri sono dotati di un drenaggio particolarmente efficace. Lo speciale profilato drenante inserito nel giunto tra i pannelli insieme alla nostra prescrizione di riempire l'ampio volume a tergo del muro con materiale drenante fino ad almeno 1/3 dell'altezza impediscono che si generino delle spinte significative dovute alla falda freatica.

Nel caso di sorgive a tergo del muro l'acqua fuoriesce facilmente convogliata dal materiale drenante sopra la platea o in appropriate tubazioni drenanti da disporre sopra la platea, paralleli alla facciata.

Nel caso di muri spondali in alveo la spinta sulla parete dovuta alla differenza fra il livello interno dell'acqua e quello esterno è molto contenuta anche in fase di stanca della piena, per l'efficienza del sistema di drenaggio. La platea, con la sua notevole larghezza, riduce il sifonamento e la formazione di sottopressioni idrauliche che potrebbero ridurre l'efficienza della fondazione. In pratica solo se la velocità di discesa della piena supera 1÷2 m/ora occorre tenere conto della spinta dell'acqua. Negli altri casi la spinta della falda freatica può essere trascurata.

4.2.3 Pesi e forze d'inerzia per le verifiche sismiche

Tutti i pesi e le forze d'inerzia delle varie parti della struttura e del rilevato sulla platea sono state calcolate in base alle loro dimensioni geometriche riportate in ciascuna scheda

moltiplicate per i rispettivi pesi specifici e moltiplicati per i coefficienti della tabella 2, riportati per chiarezza nel calcolo di ogni componente. Nelle strutture dotate di un tirante in cemento armato prefabbricato il calcolo tiene conto del peso di terra che può gravare su di esso. Ricordiamo, in merito, che il tirante è costruito curvo, dotato cioè di una curvatura il cui raggio è stato scelto in modo da compensare la parte del peso della terra che graverà su di esso.

Le esperienze e le opere costruite negli ultimi 35 anni hanno confermato che il carico gravante sul tirante è circa il 50% del peso del prisma di terra che sovrasta il tirante, assumendo come larghezza l'intero passo tra un tirante e l'altro. Con questa ipotesi il momento flettente sul tirante risulterebbe nullo. Eventuali differenze rispetto a questo valore generano un momento flettente residuo, e possono essere causate da diverse modalità di realizzazione del rilevato. Nel calcolo S.L.U. abbiamo fatto l'ipotesi che ben il 30% del peso dell'intero prisma sopra definito agisca, in più o in meno, sul tirante, il quale, ai fini del calcolo, risulta una trave incastrata a entrambe le estremità. Pertanto, tenuto conto della sua curvatura, il tirante è verificato per portare qualunque valore del carico compreso tra il 20% e l'80% del peso della terra e del sovraccarico che lo sovrastano. Nel calcolo S.L.E. abbiamo tenuto conto che ancora il 25% del peso del citato prisma gravi, in più o in meno, sul tirante e abbiamo calcolato l'ampiezza delle fessure con questa ipotesi.

4.3 Verifica allo scorrimento

La verifica allo scorrimento sul piano di posa risulta dal confronto tra la componente orizzontale di tutte le azioni (spinte e eventuali altre forze agenti sulla struttura) e la resistenza del terreno allo scivolamento, espressa dal prodotto di tutti i pesi e le varie componenti verticali di ogni azione per il coefficiente d'attrito della struttura sul terreno di fondazione.

La spinta passiva sulla parete esterna della fondazione non è presa in conto a favore della stabilità.

Si noti che il punto 6.5.3.1.1. del D.M. 14/1/08 ci autorizzerebbe a tenerne conto di una parte significativa, dal momento che il cordolo di fondazione è gettato sempre direttamente contro terra (perchè privo di armature) e pertanto, prima di fare presa, il calcestruzzo spinge contro la parete la propria spinta idrostatica. Pertanto questa parte della spinta

passiva (circa il 40 ÷ 50%), essendo generata per la modalità costruttiva senza richiedere alcuno spostamento per attivarsi, potrebbe essere presa in conto.

4.4 Stato limite di ribaltamento

Lo stato limite al ribaltamento tratta l'equilibrio dell'insieme sopraelencato come se fosse un corpo rigido. Pertanto calcola i momenti delle varie azioni rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione (punto "O" delle figure riportate nelle schede) previo averli moltiplicati per i rispettivi coefficienti parziali esposti nella nostra tabella 3, che riporta i valori delle tabelle 2.6.1. e 6.2.1. del D.M. 14/1/08.

4.5 Verifica delle sezioni in c.a. allo S.L.U.

Se il profilo del terreno spingente è rettilineo, la spinta sulla parete interna della struttura prefabbricata è calcolata in base a un coefficiente di spinta attiva determinato con la formula di Coulomb:

$$k_0 = \frac{\sin^2(\psi + \varphi)}{\sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \delta) \cdot \left[1 + \frac{\sqrt{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}}{\sqrt{\sin(\psi - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

φ = Angolo di resistenza al taglio del terreno sostenuto dal muro assunto nella Combinazione in esame;

β = Angolo di inclinazione del terreno sostenuto dal muro. $\beta > 0^\circ$ se il terreno sale allontanandosi dal muro;

ψ = Angolo del paramento interno del muro con l'orizzontale. $\psi > 90^\circ$ se la parete interna strapiomba;

δ = Angolo di resistenza al taglio fra terreno sostenuto e muro. Nei calcoli è stato assunto $\delta = 2 \cdot \varphi / 3$.

Essa corrisponde all'equilibrio di un cuneo di terra, aderente alla parete del muro, separato dal terrapieno da una superficie piana, con la giacitura che genera la massima spinta sulla parete e quindi la più sfavorevole alla verifica delle sezioni.

L'angolo di attrito δ tra terreno e parete è stato assunto pari a 2/3 dell'angolo di resistenza al taglio del terreno spingente. Il coefficiente di spinta che ne risulta differisce di poco da

quello di Rankine, ma la componente verticale della spinta assume valori molto maggiori di quelli sulla sezione R-S se il terreno spingente è orizzontale o poco ripido.

Su ogni sezione le caratteristiche della sollecitazione sono calcolate in base alla spinta della terra agente dalla sezione in su e tengono conto anche della componente verticale della spinta e del peso della struttura sopra la sezione e di ogni altra azione esterna (urti, carichi sulla struttura, sbalzi, ecc.).

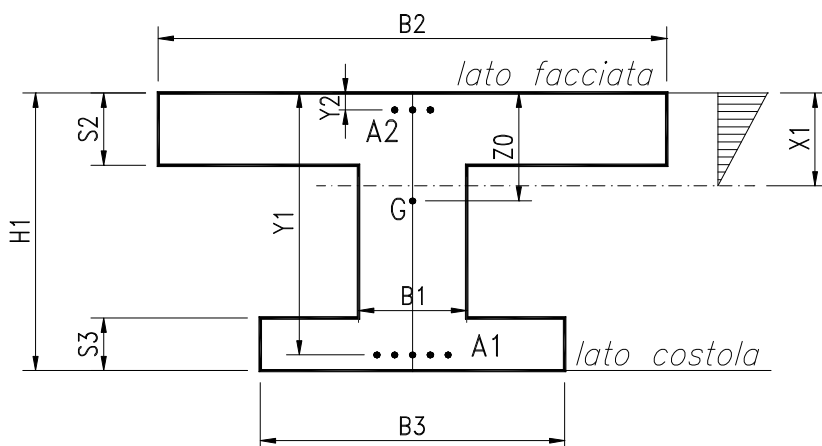
Nel calcolo della spinta è stato trascurato, per semplicità e a favore della stabilità, lo spessore della parete, considerando quindi che la spinta agisca direttamente sulla facciata del muro.

Negli altri casi (profilo spezzato, sovraccarico applicato a una parte del rilevato) useremo una procedura che chiameremo "Cuneo contro la parete". Essa consiste nel suddividere l'intera altezza della parete prefabbricata in striscie di altezza piccola (in genere m 0.5) a partire dal livello della terra. Per la base di ogni striscia si determina il cuneo di terra spingente limitato dalla parete e da un piano di scorrimento la cui giacitura è quella che genera la spinta massima. Trovato il cuneo che spinge di più, la scomposizione del peso del cuneo nelle direzioni delle reazioni sulle due superfici di scorrimento determina la spinta sulla parete. La spinta su ogni striscia corrisponde alla differenza fra la spinta fino alla base della striscia e quella fino alla base della striscia precedente; da essa si ricava la pressione media della terra sulla striscia. La spinta fino alla base di ogni striscia corrisponde all'andamento dello sforzo di taglio sulla parete: il momento flettente e lo sforzo normale sono ricavati da essa.

I risultati mettono in evidenza che la spinta della terra nei muri di sottoscarpa non è a $1/3$ dell'altezza ma assai più in alto, eliminando così un errore estremamente diffuso a sfavore della sicurezza.

La verifica allo stato limite ultimo è svolta secondo le norme di calcolo esposte al punto 4.1.2.1 del D.M. 14/1/2008.

La descrizione geometrica della sezione avviene secondo lo schema della figura nel seguito allegata:



Per ogni sezione verificata, oltre alle principali dimensioni geometriche, sono esposti:

M_{Ed} = momento flettente baricentrico dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti g_i e q ;

M_{Edu} = momento flettente baricentrico dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti g_i e q calcolato sulla sezione spostata della misura a_1 data dalla formula [4.1.2.2] (= décalage);

N_{Ed} = sforzo normale di calcolo, dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti g_i e q .

V_{Ed} = sforzo di taglio di calcolo, dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti g_i e q , modificato dalla componente V_{md} della trazione dell'acciaio perpendicolare al lembo compresso nelle sezioni di altezza variabile;

a = Inclinazione media delle armature trasversali rispetto all'asse baricentrico della trave;

$ctgq$ = Cotangente dell'inclinazione q dei puntoni d'anima rispetto all'asse della trave, scelta dal progettista in modo che sia rispettata la prescrizione della formula [4.1.16]. La colonna non è compilata se il taglio resistente senza staffe V_{cd} è già maggiore di quello delle forze esterne V_{Ed} ;

M_{Rd} = momento flettente baricentrico a cui resiste la sezione allo stato limite ultimo in presenza dello sforzo normale N_{Ed} ;

V_{Rd} = sforzo di taglio resistente della sezione. Esso è il valore minimo tra V_{Rcd} e V_{Rsd} , ove:

V_{Rcd} = resistenza di calcolo a "taglio compressione" (formula 4.1.19);

V_{Rsd} = resistenza di calcolo a "taglio trazione" (formula 4.1.18);

Tutte le sezioni sono provviste di armatura resistente al taglio.

Il calcolo del taglio resistente non tiene conto del contributo dei ferri piegati.

L'area delle staffe presa in conto nel calcolo della resistenza a taglio è stata ridotta della sezione destinata a reggere la spinta o il peso della terra sulle ali della sezione, azioni che sono carichi appesi o indiretti. La resistenza delle armature resistenti al taglio presa in conto nel calcolo di V_{Rsd} è la minore fra quella di aderenza, calcolata a sensi del punto [4.1.2.1.1.2], e quella che compete alla sezione resistente metallica.

Dal confronto tra le sollecitazioni esterne e quelle resistenti risulta che tutte le sezioni sono conformi alle norme.

4.6 Verifica del collegamento tra platea e fondazione

La componente orizzontale corrisponde alla spinta della terra su R-S diminuita dell'eventuale attrito sulla faccia inferiore della platea. Il collegamento non richiede alcuna armatura perché dai calcoli di verifica risulta sempre che la risultante cade nelle vicinanze della mezzeria del contatto, o almeno non vicino ai punti M e Q della figura.

Tenuto conto che la platea, per le sollecitazioni cui è soggetta, si incurverà sollevandosi tra M e Q mentre la fondazione, massiccia, si deformerà poco, la componente verticale dello sforzo si ripartirà in due forze localizzate nelle vicinanze dei punti M e N.

Dunque, se la risultante cade fra M e Q, in entrambe i punti lo sforzo sarà di compressione e tenderà a mantenere le parti a contatto, garantendo l'indeforabilità del collegamento.

Il codice di calcolo determina le due componenti verticali nei punti M e Q. Se la componente più piccola non raggiunge almeno il 15% della somma delle due componenti, il codice segnala il pericolo. Per poter proseguire occorre o ridimensionare la fondazione, o assegnare appropriate dimensioni alle armature previste in questo caso.

La componente orizzontale è agevolmente trasmessa per attrito, dal momento che risulta tra il 25% e il 40% di quella verticale, mentre il coefficiente d'attrito assume valori prossimi a 1,0, tenuto conto la platea è gettata sulla fondazione che ne costituisce lo stampo e quindi ne acquisisce tutte le irregolarità dovute alla scabrezza della sua superficie.

5 VERIFICA DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SCHEDE 3, 4 E 5)

Nella **terza scheda** è svolta la verifica di esercizio S.L.E. con calcolo elastico-lineare in base alle spinte, pesi e sovraccarichi massimi effettivamente agenti (**combinazione rara**), al fine di calcolare le tensioni massime di esercizio nell'acciaio e nel calcestruzzo e verificarne la compatibilità con i valori esposti al punto 4.1.2.2.5 del D.M. 14/1/08.

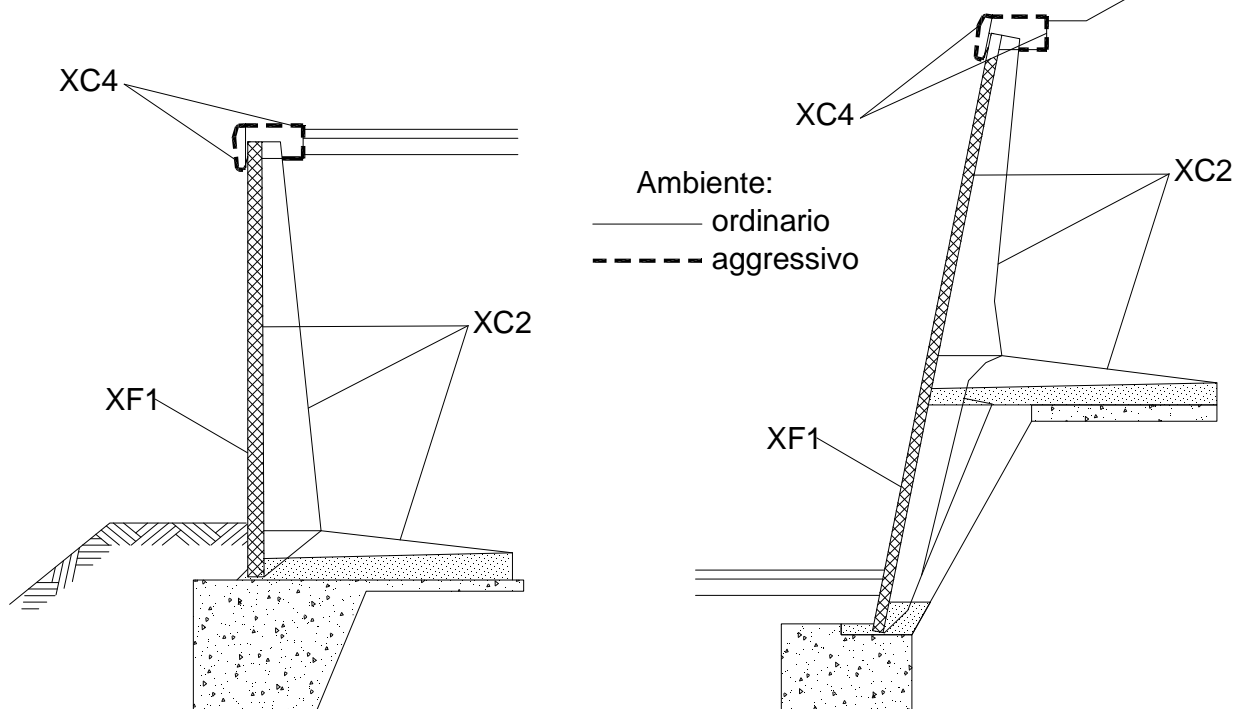
Nella **quarta e quinta scheda** sono svolte le verifiche di esercizio S.L.E. nelle combinazioni **frequente e quasi permanente**. La spinta e i pesi della terra assunti nel calcolo sono quelli effettivi; il sovraccarico sul rilevato è stato ridotto in base ai coefficienti Y stabiliti dalle tabelle 5.1.VI (strade) e 5.2.IV (ferrovie) del D.M. 14/1/2008. Queste due schede sviluppano il calcolo dell'ampiezza delle fessure tenendo conto del ricoprimento di calcestruzzo previsto nei disegni e riportato nelle schede, per verificarne la compatibilità con l'ampiezza massima prevista dalla tabella 4.1.IV del DM 14/1/08.

5.1 Classe di esposizione agli agenti aggressivi

I criteri di scelta della classe di esposizione delle varie superfici della struttura sono quelli esposti al punto 4.1 della tabella UNI-EN 206-1, classi riportate anche al punto 4.2 dell'Eurocodice 2.

Dal momento che l'opera in progetto non sorge sulla costa, né in prossimità del mare, né in ambiente gelivo tale da richiedere l'uso di sali disgelanti, consideriamo esposta ad un ambiente aggressivo solo l'eventuale copertina di coronamento della facciata, le cui superfici sono ciclicamente secche e bagnate, soggette a corrosione delle armature indotta da carbonatazione.

Condizioni ordinarie: opera che non sorge sulla costa, né in prossimità del mare; non è previsto l'uso di sali disgelanti a valle del muro.



Pertanto abbiamo considerato le superfici del manufatto soggette alle seguenti classi di esposizione della tabella UNI EN 206-1:

XC4 = Superfici soggette al contatto con l'acqua, ciclicamente secche e bagnate, non comprese nella classe XC2 (che è meno gravosa della XC4).

XF1 = Facciata: superficie verticale esposta alla pioggia e al gelo. Grado moderato di saturazione, in assenza di sali disgelanti.

XC2 = Intradosso e costola della parete prefabbricata, platea gettata in opera, fondazione in c.a.: tutte superfici che si trovano in ambiente bagnato, raramente secco. La classe **XC2** e la classe **2b** del prospetto 4.1 dell'Eurocodice 2 sono descritte come condizione ambientale tipica delle fondazioni.

5.2 Copriferri

Il valore della tolleranza $D_{c_{dev}}$ relativo alla misura del copriferro non è uniforme su tutte le pareti del prefabbricato.

Sulla facciata esterna e interna della parete è ± 5 mm; sulla costola (fianchi e estradosso) è $+5/-0$, in quanto il procedimento costruttivo assicura queste misure. Per i getti in opera valgono i valori di legge cioè ± 10 mm.

I copriferri, definiti come distanza dalla parete dell'estradosso dalla staffa (da non confondere con i ricoprimenti = distanza dalla parete dell'estradosso delle armature principali) nelle varie parti della struttura corrispondenti alle classi di esposizione sopra indicate sono riportate nella tabella 5. Essa riporta pure l'apertura caratteristica ammessa per le fessure, stabilita nel capitolo 4.1.2.2.4 del DM 14/1/08 per le armature poco sensibili.

Tabella 5 - Copriferri e ampiezza delle fessure								
Vita dell'opera: 100 anni				MURO PREFABBRICATO			PLATEA	FONDAZIONE
Condizioni ordinarie: opera che non sorge sulla costa, né in prossimità del mare; non è previsto l'uso di sali disgelanti a valle del muro				Intradosso della parete	Costola e tirante tipo "T"	Facciata esterna	Tutte le facciate	Tutte le facciate
Resistenza del calcestruzzo Rck		N/mm ²		45	45	45	30	30
Classificazione dell'ambiente				XC2	XC2	XF1	XC2	XC2
Spessore del copriferro:								
Minimo da norma (tabella C4.1.IV)				15	20	15	20	20
Tolleranza di lavorazione				5	+5/-0	5	10	10
Maggior spessore per durata				10	10	10	10	10
		TOTALE da norma mm		30	30	30	40	40
Spessore indicato nei disegni mm				30±5	30+5/-0	35±5	40±10	40±10
Ampiezza massima delle fessure :								
Combinaz. frequente			mm	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
Combinaz. quasi permanente			mm	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3

5.3 Calcolo dell'ampiezza delle fessure

Per il calcolo dell'ampiezza delle fessure abbiamo scelto come metodo consolidato quello esposto nel D.M. 09/01/96 e dalle relative istruzioni contenute nella Circ. Min. LL.PP. n° 252 AA.GG./S.T.C del 15/10/96.

Nei tabulati di verifica le caratteristiche della sollecitazione sono calcolate con i metodi del calcolo elastico lineare, senza ridistribuzioni, con coefficiente di omogeneizzazione pari a 6.

I sovraccarichi naturali sull'impalcato e sul terrapieno sono stati moltiplicati per i coefficienti di combinazione ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 per le azioni variabili sui ponti stabiliti dalla Tab. 5.1.VI (strade) e 5.2.IV (ferrovie) del citato decreto.

I momenti flettenti esposti nelle tabelle sono calcolati rispetto alla facciata del pannello o alla facciata inferiore della platea.

La descrizione geometrica della sezione avviene secondo lo schema già esposto nella verifica allo stato limite ultimo.

5.4 Calcolo delle tensioni di esercizio (4.1.2.2.5)

Sono inoltre esposte le tensioni di trazione nell'acciaio e di compressione nel calcestruzzo per confrontarne i valori con i massimi stabiliti per lo stato limite di tensione di esercizio.

Per la combinazione caratteristica **rara**, in base alle resistenze caratteristiche dei materiali impiegati, risultano le seguenti limitazioni:

Calcestruzzo dei prefabbricati ($R_{ck} 45 = \text{MPa}$): $s_c < 0.83 * 45 * 0.60 = 22.41 \text{ Mpa}$

Calcestruzzo delle platee ($R_{ck} 30 = \text{MPa}$): $s_c < 0.83 * 30 * 0.60 = 14.94 \text{ MPa}$

Per la combinazione di carico **quasi permanente** risultano le seguenti limitazioni:

Calcestruzzo dei prefabbricati ($R_{ck} 45 = \text{MPa}$): $s_c < 0.83 * 45 * 0.45 = 16.81 \text{ MPa}$

Calcestruzzo delle platee ($R_{ck} 30 = \text{MPa}$): $s_c < 0.83 * 30 * 0.45 = 11.21 \text{ MPa}$

Acciaio: nella combinazione caratteristica rara: $s_s < 80 * 450 \text{ Mpa} = 360 \text{ MPa}$

6 VERIFICA SISMICA (SCHEDA 6)

Il calcolo di verifica della stabilità globale dell'opera e di verifica delle sollecitazioni è effettuato con il metodo dell'analisi pseudo-statica (punto 7.11.6.2.1) in base al valore dell'accelerazione massima a_g attesa in superficie e del fattore di amplificazione orizzontale F_0 indicati nell'allegato B della norma e aggiornati sul sito Internet del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (Azioni sismiche - Spettri di risposta vers. 1.03).

6.1 Criteri generali di progetto

I muri di sostegno prefabbricati hanno sempre dato buoni risultati nelle verifiche sismiche, dovuti all'ampio dimensionamento della platea stabilizzatrice e alla sostanziale robustezza della parete. Dobbiamo attenderci risultati pratici ancora migliori, dovuti a tre prerogative:

- a. La fondazione è massiccia, sempre gettata contro terra e quindi senza che si formino vuoti laterali. Invece, nelle fondazioni dei muri usuali con pareti casserate, i rinfianchi vuoti dopo il disarmo sono riempiti di materiale sciolto che, nell'alternarsi di sforzi di compressione e decompressione generati dal sisma, tende a compattarsi permettendo il movimento del muro;
- b. La fondazione non può ribaltare, perché la sua facciata superiore è vincolata a una larga platea il cui punto più interno, restando fisso, le impedisce di ruotare. Pertanto cresce la capacità portante del terreno sotto la fondazione perché, per raggiungere il collasso, occorre superare la pressione unitaria limite non solo sul bordo esterno ma anche sul bordo interno. Il calcolo della capacità portante non tiene conto di questo meccanismo favorevole;
- c. La spinta della terra sulla fondazione usufruisce di una forte riduzione, in quanto il cuneo di terra spingente su essa non è sovraccaricato. Infatti appena il cuneo spingente inizia a scendere sotto l'azione del proprio peso e del sisma, il sovraccarico su di esso si azzerà perché è portato dalla platea.

Per questi motivi i muri nel loro normale dimensionamento sono di massima adatti fino ad accelerazioni locali al suolo $A_g/g = 0,10 \div 0,15$ g per quelli di classe "L", $0,15 \div 0,25$ g per quelli di classe "M" e $0,25 \div 0,35$ g per quelli di classe "P". Ovviamente questi valori devono essere confermati da verifiche specifiche, che tengano conto di tutti i parametri locali (categoria di sottosuolo, categoria topografica, ecc.).

6.2 Dati di progetto dell'azione sismica

Località in cui sorge l'opera: Comune di				Zogno
Periodo di vita nominale V_N della costruzione			anni	100
Classe d'uso III	Corrispondente coefficiente C_U (Tab 2.4.II)	$C_U =$		1.5
Periodo di vita di riferimento V_R della costruzione			anni	150
Consequente periodo di ritorno del sisma per lo stato SLV ($P_{V_T}=10\%$)			anni	1424
Accelerazione orizzontale al suolo (spettri di risposta vers 1.03)		$a_g/g =$		0.136
Fattore di amplificazione orizzontale (spettri di risposta vers 1.03)		$F_0 =$		2.482
Categoria di sottosuolo (tab. 3.2.II)				C
Suolo di tipo C: Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate, o di argille di media rigidezza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{30} compresi tra 180 e 360 m/s (ovvero resist. penetr.: $15 < N_{spt} < 50$, coesione non drenata: $70 < C_u < 250$ kPa)				
Corrispondente coeff. di amplificazione stratigrafica (tab 3.2.V)		$S_s =$		1.497
Categoria topografica (tab 3.2.IV)				T1
(l'opera non sorge in prossimità di cigli scoscesi isolati, né in prossimità di creste strette e ripide)				
Corrispondente coeff. di amplificazione topografica (tab 3.2.VI)		$S_T =$		1.0
Accelerazione orizzontale massima attesa		$A_{max}/g =$		0.204
Coefficiente di riduzione dell'acceleraz. max. attesa (tab 7.11.II)		$\beta_m =$		0.24
Muro di sostegno prefabbricato, flessibile, non vincolato in cima e in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno (7.11.6.2.1)				
Coefficiente di riduz. dei sovraccarichi accidentali durante il sisma		$\psi_{2\phi} =$		0.2

6.3 Calcolo dell'azione sismica

Coefficiente sismico orizzontale: (formula 7.11.6)	$K_h = \beta_m S_s S_T a_g / g =$	0.0489
Coefficiente sismico verticale: (formula 7.11.7)	$K_v = 0.5 K_h =$	0.0244

6.4 Spinte di calcolo del terreno e dell'acqua

Il calcolo è svolto secondo l'approccio 1, combinazione 2, cioè angolo d'attrito ridotto, forze d'inerzia che si sommano alle spinte, coefficienti parziali A_2 posti pari a 1, come prescritto dal punto C7.11.6.2 della Circolare 2/2/2009, n. 617 del Ministero delle Infrastrutture.

La spinta totale di progetto "Ed" esercitata dal terreno e dall'acqua sulla struttura di sostegno deve essere calcolata nell'istante più gravoso dell'oscillazione sismica, corrispondente alla presenza simultanea della massima accelerazione orizzontale e del massimo alleggerimento verticale dovuto alle forze d'inerzia.

In tale istante la direzione della risultante del peso e delle forze d'inerzia applicata a ogni singola massa (terreno spingente, parete prefabbricata, platea, fondazione, ecc.) risulta ruotata, rispetto alla verticale, dell'angolo Θ risultante dalla formula:

$$\Theta = \arctan(k_h / (1 - K_v)) = 2.87^\circ$$

La formula di Mononobe e Okabe determina il coefficiente di spinta della terra contro una parete piana con la teoria di Coulomb, secondo la quale in aderenza alla parete piana del muro si forma un cuneo di terra spingente limitato verso il terrapieno da una superficie di scorrimento piana. Infatti la loro formula corrisponde alla formula di Coulomb assumendo come direzione verticale quella della risultante del peso e delle forze d'inerzia: ruotando la sezione dell'angolo Θ , e quindi incrementando l'inclinazione del rilevato di Θ e diminuendo l'angolo fra orizzontale e parete di Θ , la formula di Coulomb diventa la formula di Mononobe e Okabe prescritta dall'Eurocodice e dalle norme.

Il calcolo delle sollecitazioni sulla parete è svolto in analogia ai casi non sismici precedentemente svolti, ma il coefficiente di spinta sulla parete è calcolato in generale, con la prima formula di Mononobe-Okabe:

$$k_0 = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \Theta)}{\cos \Theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \Theta - \delta) \cdot \left[1 - \frac{\sqrt{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \Theta)}}{\sqrt{\sin(\psi - \Theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

o con la **seconda formula di Mononobe-Okabe** se l'angolo d'attrito f è inferiore a $\beta + \Theta$:

$$k_0 = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \Theta)}{\cos \Theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \Theta - \delta)}$$

Dove:

ϕ = Angolo di resistenza al taglio del terreno sostenuto dal muro assunto nella Combinazione 2. $f = \arctan[\tan(f/1.25)]$;

β = Angolo di inclinazione del terreno sostenuto dal muro. $\beta > 0^\circ$ se il terreno sale allontanandosi dal muro;

ψ = Angolo del paramento interno del muro con l'orizzontale. $\psi > 90^\circ$ se la parete interna strapiomba;

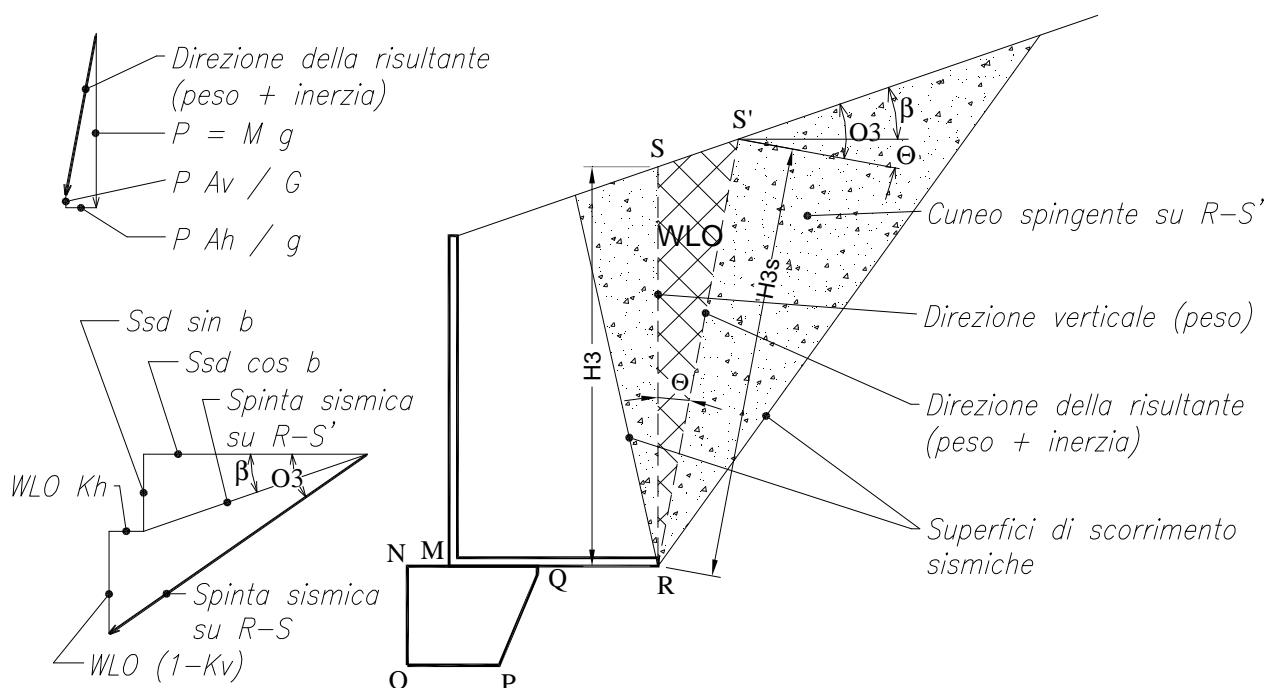
δ = Angolo di resistenza al taglio fra terreno sostenuto e muro. Nei calcoli è stato assunto $\delta = 2 \phi / 3$;

Θ = Angolo di rotazione sismica.

Per il calcolo della stabilità globale e della risultante sulle fondazioni dobbiamo però calcolare la spinta della terra sul diaframma ideale R-S innalzato verticalmente dallo spigolo interno della platea.

La formula di Mononobe e Okabe non è applicabile in quanto la sezione ideale R-S non separa il rilevato da una parete rigida, ma c'è della terra dalle due parti di R-S. Dunque il cuneo spingente si sviluppa anche nel terreno a valle di R-S.

Il modello non corrisponde neanche approssimativamente, perché nei muri di sostegno prefabbricati, come nei muri di sostegno tipo cantilever con gli usuali dimensionamenti, la platea sotto al terrapieno è ampia e il cuneo spingente ha lo spazio per svilupparsi completamente anche a valle.



Nel pieno rispetto del 2° capoverso del § 7.11.6.2.1 del DM 14/1/08 e in perfetta analogia al modello che determina la formula di Mononobe e Okabe, abbiamo calcolato la spinta Ed sulla sezione R-S assumendo un modello in cui si forma un cuneo spingente limitato da due piani di scorrimento le cui giaciture sono state entrambe simultaneamente

individuare come quelle che generano la massima spinta in stato di equilibrio limite attivo e tutte le forze di massa sono ruotate dell'angolo Θ .

- se la superficie del rilevato è piana, vale la formula di Rankine per terreni in pendenza, incrementando l'inclinazione del rilevato β dell'angolo Θ . L'angolo di inclinazione della spinta rispetto all'orizzontale è $\beta + \Theta$, perché, per la teoria di Rankine, la spinta su ogni sezione parallela alla direzione delle forze di massa è sempre parallela alla superficie del rilevato;

- se la superficie del rilevato è una spezzata, vale la routine che determina per approssimazioni successive il coefficiente di spinta per i profili spezzati, incrementando le due inclinazioni del rilevato dell'angolo Θ . La routine ci fornisce anche l'angolo di inclinazione O_3 della spinta rispetto alla normale al piano R-S'. Dunque l'angolo di inclinazione del rilevato rispetto alla normale è $O_3 + \beta$.

La spinta su R-S' si ottiene ovviamente moltiplicando il quadrato dell'altezza R-S' per il peso specifico del terreno e per il coefficiente di spinta. Tenendo conto dell'inclinazione della spinta precedentemente calcolata avremo le due componenti, orizzontale e verticale, della spinta su R-S'.

La spinta della terra su R-S si ottiene aggiungendo alla spinta su R-S' il peso e la forza d'inerzia di quanto è compreso fra le sezioni R-S e R-S'.

Dividendo la spinta così ottenuta per il quadrato dell'altezza di R-S e per il peso specifico del terreno, avremo il coefficiente di spinta su R-S.

Chiameremo questi procedimenti di calcolo della spinta sismica sul diaframma ideale R-S con il nome di:

- "**Rankine sismico**" se il coefficiente di spinta su R-S' è calcolato con la formula di Rankine;
- "**cuneo a cavallo di R-S**" se la spinta su R-S' è calcolata con la procedura prima descritta.

6.5 Spinta sulla parete prefabbricata

Se il profilo del rilevato è rettilineo e l'eventuale sovraccarico agisce sull'intera superficie e inoltre se l'inclinazione del rilevato β è minore dell'angolo d'attrito ϕ , per determinare il coefficiente di spinta sulla parete in assenza di sisma impiegheremo la formula di **Coulomb**.

Nelle stesse condizioni, se l'inclinazione del rilevato β incrementata dell'angolo Θ risulta minore dell'angolo d'attrito ϕ calcoleremo il coefficiente di spinta in presenza di sisma con la **1a formula di Mononobe-Okabe**.

Se infine l'inclinazione del rilevato β incrementata dell'angolo Θ risulta maggiore dell'angolo d'attrito ϕ il profilo del rilevato è instabile. Ciò premesso, in questo caso calcoleremo il coefficiente di spinta in presenza di sisma con la **2a formula di Mononobe-Okabe**, la quale genera un valore finito, convenzionale, da considerarsi valido perchè stabilito dal DM 14/1/08 e dall'Eurocodice II.

In tutti gli altri casi, cioè se il profilo è costituito da una spezzata, o se il sovraccarico agisce solo su una parte del rilevato, anche se l'inclinazione dei vari tronchi è alta ma purchè l'inclinazione del tronco più lontano dalla parete $\beta+Q$ sia minore dell'angolo d'attrito ϕ usiamo la procedura "**Cuneo contro la parete**".

Secondo questa procedura l'intera altezza della parete prefabbricata è suddivisa in strisce di altezza piccola (in genere m 0.5). Per ogni striscia si determina il cuneo di terra spingente limitato dalla parete e da un piano di scorrimento la cui giacitura è quella che genera la spinta massima. Trovato il cuneo che spinge di più, la scomposizione del peso del cuneo nelle direzioni delle due reazioni sulle superfici di scorrimento determina l'entità e la direzione della spinta sulla parete. La spinta fino a ogni striscia determina la distribuzione dello sforzo di taglio sulla parete: il momento flettente e lo sforzo normale sono ricavati da essa.

I risultati mettono in evidenza che la spinta della terra nei muri di sottoscarpa non è a 1/3 dell'altezza ma assai più in alto, eliminando così un errore a sfavore della sicurezza estremamente diffuso.

Negli altri casi, cioè se l'inclinazione β del tronco più lontano dal muro aumentata dell'angolo Θ risulta maggiore dell'angolo d'attrito ϕ , usiamo la **2a formula di Mononobe-Okabe** nella quale l'inclinazione del rilevato è assunta pari alla massima fra tutte le inclinazioni dei tronchi.

Tuttavia, a giudizio del progettista, il valore fornito dalla 2a Formula di Mononobe-Okabe può sostituire quello generato dalla procedura "Cuneo contro la parete" se il valore fornito da questa procedura è più gravoso di quello dato dalla 2a formula di Mononobe-Okabe. Il procedimento è conforme alla norma perchè sostituisce il calcolo della spinta di un profilo di altezza finita con quello di un profilo di uguale inclinazione ma altezza infinita. Dal momento che la norma stabilisce la procedura di calcolo di questo caso più gravoso, potremmo applicarla anche al nostro profilo.

Questa scelta può, ad esempio verificarsi nel calcolo dei muri di sottoscarpa, se l'altezza della scarpata è importante e l'angolo d'inclinazione del terreno $\beta + \Theta$ è maggiore dell'angolo d'attrito ϕ . Tuttavia questa sostituzione non è consigliabile.

Le schede di calcolo delle varie verifiche espongono la procedura utilizzata per il calcolo dei coefficienti di spinta.

6.6 Calcolo delle forze d'inerzia

Nelle verifiche della stabilità della struttura durante il sisma il calcolo tiene conto che tutte le masse della struttura e della terra che sovrasta la platea fino alla sezione R'-S' sono soggette a forze inerziali, addizionandole alle spinte. Pertanto tutte le forze d'inerzia sono prese in conto: a monte della sezione R'-S', come maggior spinta della terra per effetto della formula di Mononobe-Okabe; a valle di R'-S' computandole in base alla massa di ogni parte di struttura. Le masse sono calcolate in base alle dimensioni geometriche di ogni parte; le forze d'inerzia orizzontali, prodotto delle masse per il coefficiente sismico orizzontale K_h , sono riportate nella colonna delle componenti orizzontali delle azioni.

6.7 Spinta passiva della terra davanti alla fondazione in caso sismico

Prendiamo in conto il 50% della spinta passiva, dal momento che essa risulta sostanzialmente già attivata durante la costruzione della struttura, come esposto in precedenza. Il coefficiente di spinta è calcolato con la formula di Mononobe-Okabe, assumendo, a favore della stabilità, l'angolo d'attrito ϕ ridotto, $\beta = 90^\circ$, $\delta = 0^\circ$.

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi + \Phi - \Theta)}{\cos \Theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi + \Theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \Phi \cdot \sin(\Phi + \varepsilon - \Theta)}{\sin(\psi + \varepsilon) \cdot \sin(\psi + \Theta)}} \right]^2}$$

ϕ = Angolo di resistenza al taglio del terreno di fondazione assunto nella Combinazione 2.

$\phi = \arctan(\tan(F/1.25))$;

ε = Angolo di inclinazione del terreno a valle. $\varepsilon > 0^\circ$ se il terreno scende allontanandosi dal muro;

ψ = Angolo del paramento esterno della fondazione con l'orizzontale. $\phi < 90^\circ$ se la parete strapiomba;

$\bar{\delta}$ = Angolo di resistenza al taglio fra il terreno di fondazione e la parete della fondazione gettata contro terra. E' stato assunto $\bar{\delta} = 0$ a favore della stabilità;

Θ = Angolo di rotazione sismica.

Nonostante l'incremento delle azioni e la riduzione delle resistenze dovuto alla nostra scelta (a nostro avviso obbligatoria) di rispettare la congruenza del disegno della struttura ruotata di Q in tutti gli aspetti del calcolo, il loro confronto accerta ancora la stabilità della struttura.

Alle sollecitazioni dovute alla spinta della terra sulla parete sono state addizionate quelle dovute alle forze d'inerzia della parete prefabbricata e quelle di tutto il terrapieno che sovrasta la platea.

Tutti i valori risultanti dal calcolo sono riportati nelle relative schede.

7 CODICI DI CALCOLO

7.1 Tipo di analisi svolta

Trattandosi di strutture molto semplici e con schemi statici prestabiliti il calcolo è effettuato con i metodi numerici della scienza delle costruzioni, determinando direttamente le reazioni sul terreno e le sollecitazioni delle varie membrature in base all'analisi e alla composizione delle varie azioni agenti sulla struttura e delle loro reazioni vincolari. La verifica della resistenza delle sezioni in cemento armato normale è fatta con calcolo iterativo basato su distribuzioni tensionali a parabola-rettangolo per le verifiche a stato limite ultimo, incluse quelle sismiche, e su distribuzioni tensionali elastico-lineari parzializzate per le verifiche S.L.E. e per la fessurazione.

In relazione alle principali verifiche richieste dalle norme tecniche, il programma provvede a evidenziare automaticamente, con fondini colorati e caratteri diversificati, i risultati insufficienti o contrastanti con la norma.

7.2 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Tutte le schede allegate alla presente relazione sono compilate automaticamente mediante il programma di calcolo " Muri 2008 vers 2.7.1 ".

7.3 Affidabilità del codice di calcolo

Il codice svolge la verifica delle strutture secondo il DM 14/1/2008). La coerenza dei risultati fra le varie normative è un'ulteriore prova della sua affidabilità.

Il programma di calcolo "Muri 2008" è stato testato numericamente in modo completo, confrontando i risultati ottenuti con il software e quelli verificati con un calcolo a mano, anche per gli sviluppi del calcolo sui percorsi logici alternativi.

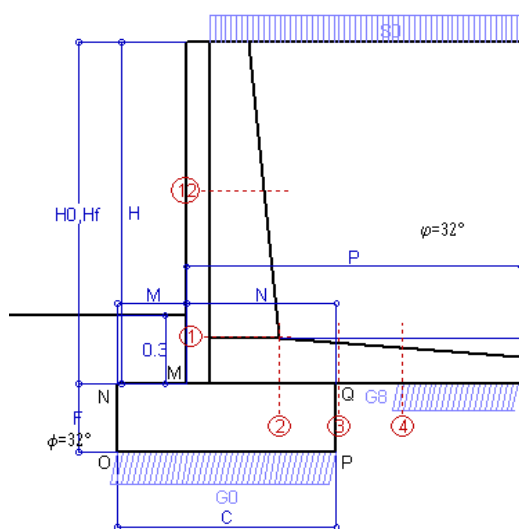
La validità del software è inoltre confermata dal confronto dei risultati con quelli forniti da altri codici di calcolo strutturale indipendenti avvenuto nel corso di numerose istruttorie tecniche per l'approvazione di progetti di opere specifiche.

ALLEGATO VERIFICHE

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)

Stabilimento San Pellegrino

ZOGNO (BG)



Dati

$H_m =$	1.50 m	Prefabbricato tipo u15NM	$H_0 =$	1.50 m
$C =$	0.95 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	1.50 m
$F =$	0.30 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	20.0 kN/m ²
$M =$	0.30 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	32°
$N =$	0.65 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	19.0 kN/m ³
$P =$	1.45 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.20 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.62
$R =$	0.12 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_0 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.307
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	1.50 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.275

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	8.5	6.8	0.0	0.0		
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	13.8	14.5	0.0	0.0		
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	13.2	9.8		
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	87.2	92.2		
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	0.3	0.0	0.0	0.0		
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	9.3	4.4		
TOTALI (GEO e STR)	$S_g =$	$M_g =$	$P_g =$	$M_g =$		
	22.7	21.4	109.6	106.4		

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzieria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	34.8 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$	0.53 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$	74.8 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$	0.95 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff				$\sigma_t =$	0.079 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale				$\beta =$	11.7°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = 109.6 \cdot 0.625 = 68.5 > E_d = 22.7$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 41$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 25$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Freccia in cima al pannello mm 0.33

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

$K_0 =$ 0.275

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α °, ctg(⊖)	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	10.0	10.0	12.8	14.6	40.2	34.1	113.8	13.8	73°, 1.0	2.51	4.21	2.01	5.09	57.3	70.6
2	6.5	6.5	0.0	12.5	20.0	14.4	125.0	125.0	-	2.59	5.78	2.36	4.10	34.8	88.9
3	3.9	3.9	0.0	10.7	18.1	12.5	125.0	125.0	-	2.45	5.66	2.36	0.96	30.0	78.0
4	0.5	0.5	0.0	1.2	15.9	10.2	125.0	125.0	-	1.97	4.04	2.36	0.00	19.6	63.1
12	2.7	3.4	6.3	7.0	33.7	24.2	113.0	13.0	73°, 1.0	2.28	4.55	2.01	3.96	44.2	38.9

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

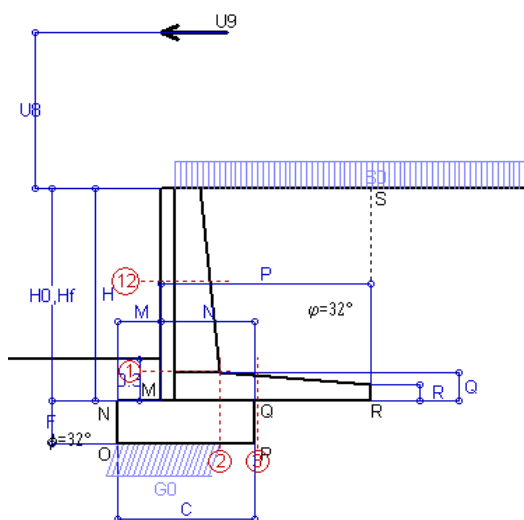
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{du}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 1-Urto: urto sul sicurvia da 14.29 kN/cad a 1.10 m da terra

Stabilimento San Pellegrino

ZOGNO (BG)



Dati

$H_m =$	1.50 m	Prefabbricato tipo u15NM	$H_0 =$	1.50 m
$C =$	0.95 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	1.50 m
$F =$	0.30 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	20.0 kN/m2
$M =$	0.30 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	32°
$N =$	0.65 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	19.0 kN/m3
$P =$	1.45 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m3
$Q =$	0.20 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.62
$U_v =$	1.10 m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 =$	14.29 kN/cad
$V_8 =$	0.00 m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 =$	0.00 kN/cad
$R =$	0.12 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.307
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	1.50 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.275

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	6.6	5.3	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	9.2	9.7	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	10.1	7.5
Peso terra e sovraccarico x 1	0.0	0.0	62.6	66.4
Forze concentrate (U_9+V_9) x 1	11.4	33.2	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.2	0.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	7.1	3.4
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$
	27.5	48.1	79.9	77.3

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	0.0 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$	0.00 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$	79.9 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$	0.73 m

TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t =$ **0.109 MPa**
 OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale $\beta =$ **19.0°**

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = 79.9 * 0.625 = 49.9 > E_d = 27.5$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 54$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 19$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 =$ 0.275

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctg⊕	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	39.8	39.8	9.4	14.6	40.2	34.1	113.8	13.8	73°, 1.0	2.49	4.21	2.01	5.09	57.0	72.2
2	27.6	27.6	0.0	48.6	20.0	14.4	125.0	125.0	-	2.59	5.78	2.36	4.10	34.8	88.9
3	19.6	19.6	0.0	28.1	18.1	12.5	125.0	125.0	-	2.45	5.66	2.36	0.96	30.0	78.0
12	26.9	28.4	4.6	8.4	33.7	24.2	113.0	13.0	73°. 1.0	2.27	4.55	2.01	3.96	44.0	39.9

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

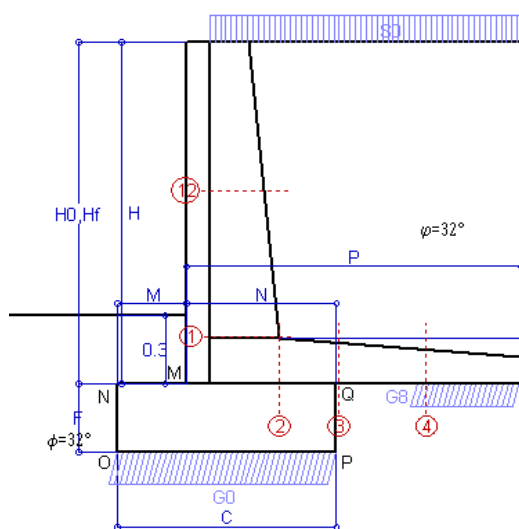
Le sezioni sulla parete prefabbricata (come la 12) sono collocate poco sopra il piego di ogni ferro, senza più considerarne il contributo.

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Stabilimento San Pellegrino

ZOGNO (BG)



Dati

$H_m =$	1.50 m	Prefabbricato tipo u15NM	$H_0 =$	1.50 m
$C =$	0.95 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	1.50 m
$F =$	0.30 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	20.0 kN/m ²
$M =$	0.30 m	Angolo d'attrito della terra $= \arctan(\tan \phi / 1.25) =$	$P_0 =$	19.0 kN/m ³
$N =$	0.65 m	Peso specifico della terra	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$P =$	1.45 m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$R_0 =$	0.500
$Q =$	0.20 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$I_0 =$	0.0%
$R =$	0.12 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro		

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.382
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	1.50 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.340

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	8.2	6.5	0.0	0.0		
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	14.9	15.6	0.0	0.0		
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	10.1	7.5		
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	71.3	75.3		
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.3	0.0	0.0	0.0		
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	7.1	3.4		
	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$		
TOTALI (GEO)	23.4	22.2	88.6	86.2		
TOTALI (EQU) con i coeff. di tab. 3	26.5	25.3		94.7		

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	22.6 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$	0.45 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$	66.0 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$	0.95 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff				$\sigma_t =$	0.069 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale				$\beta =$	14.8°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = 88.6 \cdot 0.5 = 44.3 > E_d = 26.5$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = 86.2 > E_d = 25.3$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = 58.4 > E_d = 17.4$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 35$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 24$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 0.37

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.340$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctg⊖	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	10.5	10.5	10.4	15.3	40.2	34.1	113.8	13.8	73°, 1.0	2.50	4.21	2.01	5.09	57.1	70.4
2	6.8	6.8	0.0	13.1	20.0	14.4	125.0	125.0	-	2.59	5.78	2.36	4.10	34.8	88.9
3	5.6	5.6	0.0	13.8	18.1	12.5	125.0	125.0	-	2.45	5.66	2.36	0.96	30.0	78.0
4	0.5	0.5	0.0	2.0	15.1	9.4	125.0	125.0	-	1.88	3.85	2.36	0.00	17.8	58.3
12	2.8	3.6	5.1	7.4	33.7	24.2	113.0	13.0	73°, 1.0	2.27	4.55	2.01	3.96	44.1	38.8

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

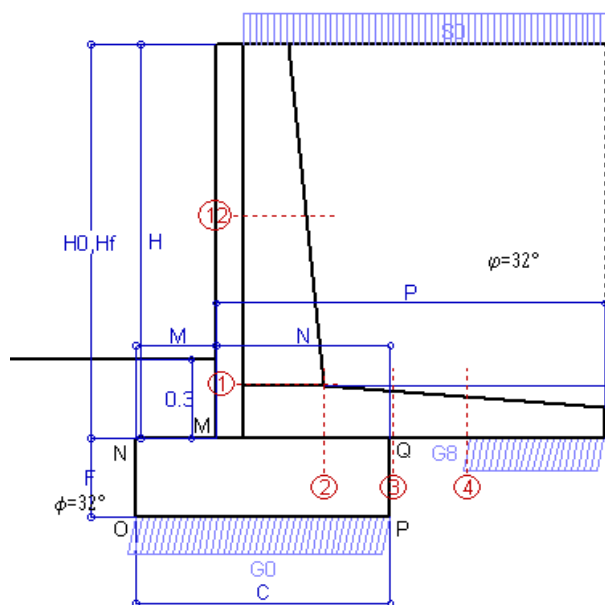
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{Ed} = M_{Ed}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\beta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

-- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino
ZOGNO (BG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1
*non sommati

Totale

Dati

$H_m = 1.50$ m	Prefabbricato tipo u15NM	$H_0 = 1.50$ m
$C = 0.95$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 1.50$ m
$F = 0.30$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 32^\circ$
$M = 0.30$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 0.65$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 1.45$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.20$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 1.50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.275$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
6.57	5.25	0.00	0.00
9.22	9.68	0.00	0.00
0.00	0.00	10.12	7.54
0.00	0.00	62.64	66.35
0.24	0.02	0.00	0.00
0.00	0.00	7.13	3.38
$S_9 = 16.02$	$M_9 = 14.96$	$P_9 = 79.88$	$M_8 = 77.28$

GRADO di stabilità al ribaltamento	$\eta_{rib} =$	valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	5.106
GRADO di stabilità allo scorrimento	$\eta_{scorr} =$	(attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	3.116
Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	25.33 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 =$ 0.50 m
Carico sul terreno della fondazione:	$G_0 =$	54.55 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio.	$C_8 =$ 0.95 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff				$\sigma_t =$ 0.057 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione				$\beta =$ 11.3°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.18

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	7.0	9.4	12.1	113.8	40.2	34.1	4.21	2.01	44	1.11	38	0.000
2	4.5	0.0	11.3	125.0	20.0	14.4	5.78	2.36	56	2.13	48	0.000
3	2.3	0.0	9.5	125.0	18.1	12.5	5.66	2.36	33	1.35	48	0.000
4	-0.1	0.0	0.0	125.0	15.9	10.1	4.04	2.36	3	0.11	48	0.000
12	1.9	4.6	5.5	113.0	33.7	24.2	6.22	2.01	11	0.43	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

-- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino

ZOGNO (BG)

Dati

$H_m = 1.50$ m	Prefabbricato tipo u15NM	$H_0 = 1.50$ m
$C = 0.95$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 1.50$ m
$F = 0.30$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 32^\circ$
$M = 0.30$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 0.65$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 1.45$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.20$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 1.50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.275$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
6.57	5.25	0.00	0.00
6.91	7.26	0.00	0.00
0.00	0.00	10.12	7.54
0.00	0.00	55.39	58.92
0.24	0.02	0.00	0.00
0.00	0.00	7.13	3.38
$S_9 = 13.72$	$M_9 = 12.54$	$P_9 = 72.63$	$M_8 = 69.85$

Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1
**non sommati*

Totale

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	5.527
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	3.309
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$ 23.08 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 =$	0.46 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$ 49.55 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 =$	0.95 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0.052 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta =$	10.7°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.15

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	5.7	8.6	10.1	113.8	40.2	34.1	4.21	2.01	36	0.92	38	0.000
2	3.7	0.0	9.3	125.0	20.0	14.4	5.78	2.36	46	1.76	48	0.000
3	1.2	0.0	8.2	125.0	18.1	12.5	5.66	2.36	17	0.71	48	0.000
4	-0.8	0.0	0.0	125.0	16.0	10.2	4.06	2.36	26	0.97	48	0.000
12	1.5	4.2	4.4	113.0	33.7	24.2	6.22	2.01	8	0.35	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

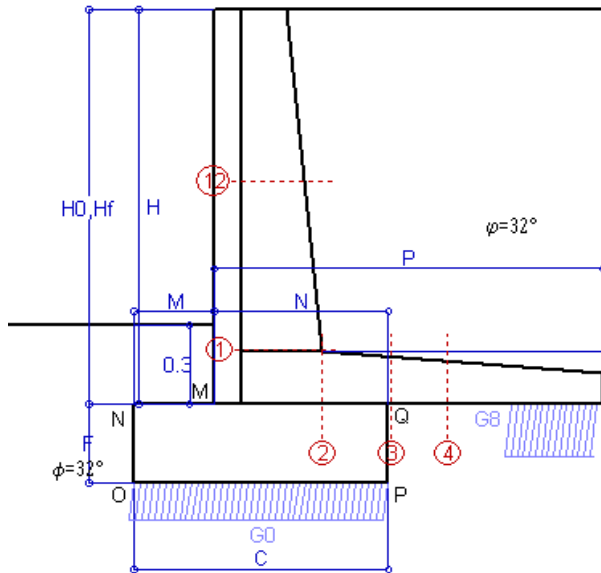
Norma: Italia: D.M. 14/1/08

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

-- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino

ZOGNO (BG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1
**non sommati*

Totali

Dati

$H_m = 1.50$ m	Prefabbricato tipo u15NM	$H_0 = 1.50$ m
$C = 0.95$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 1.50$ m
$F = 0.30$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 32^\circ$
$M = 0.30$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 0.65$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 1.45$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.20$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 1.50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.275$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
6.57	5.25	0.00	0.00
0.00	0.00	10.12	7.54
0.00	0.00	33.64	36.63
0.24	0.02	0.00	0.00
0.00	0.00	7.13	3.38
$S_9 = 6.80$	$M_9 = 5.28$	$P_9 = 50.88$	$M_8 = 47.55$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$	valore rispetto a 'O' perché < del valore rispetto a 'M'	=	9.010
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$	(attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	4.673
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$	16.99 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 =$	0.34 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$	33.89 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. $C_8 =$	0.95 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff		$\sigma_t =$	0.036 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione		$\beta =$	7.6°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.05

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

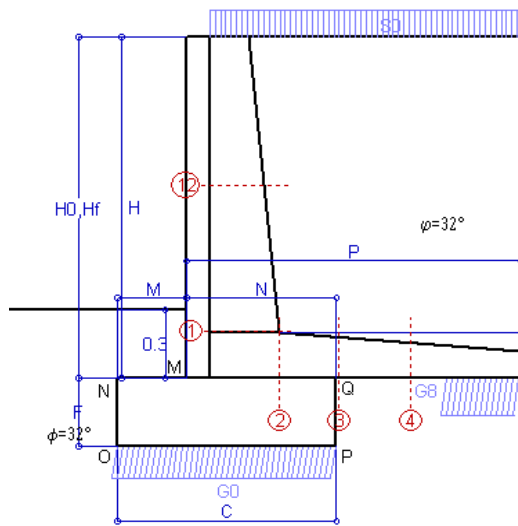
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	2.0	6.3	4.4	113.8	40.2	34.1	4.21	2.01	11	0.35	38	0.000
2	1.3	0.0	5.2	125.0	20.0	14.4	5.78	2.36	16	0.63	48	0.000
3	-1.7	0.0	3.4	125.0	18.1	12.3	5.66	2.36	45	1.52	48	0.000
4	-2.5	0.0	0.0	125.0	16.4	10.6	4.17	2.36	78	2.77	48	0.000
12	0.4	2.9	1.3	113.0	33.7	24.2	6.22	2.01	1	0.09	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2.88^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.049$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.025$

Dati

$H_m = 1.50$ m
 $C = 0.95$ m
 $F = 0.30$ m
 $M = 0.30$ m
 $N = 0.65$ m
 $P = 1.45$ m
 $Q = 0.20$ m
 $U_1 = 0.0$ m
 $R = 0.12$ m

Acceleraz. orizz. al suolo**Prefabbricato tipo u15NM**

$a_g/g = 0.136$
 $H_0 = 1.50$ m
 $H = 1.50$ m
 $S_0 = 4.0$ kN/m²
 $\text{Angolo d'attrito della terra} = \arctan(\tan \phi / 1.25) = 26.56^\circ$
 $\text{Coefficiente d'attrito della fondazione} R_0 = 0.500$
 $\text{Accelerazione massima locale } a_{\max}/g = 0.204$
 $\text{Coeff. riduz. acceleraz. max attesa } \beta_m = 0.24$
 $\text{Pendenza del rilevato vicino al muro } I_0 = 0.0\%$
 $\text{Pendenza del rilevato lontano dal muro } I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.390$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 1.50$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 7.21^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.375$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2.53$
 (Dati: $\phi = 26.56^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	8.3	6.6	1.0	1.8
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	2.3	2.4	0.3	0.5
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.5	0.3	10.0	7.4
Peso terra e sovraccarico x 1	1.6	1.9	38.4	41.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.3	0.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.3	0.1	7.0	3.3
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-4.3*	-0.9*	0.0*	0.0*
*non sommati				
TOTALI (GEO)	S_g = 13.4	M_g = 11.3	P_g = 56.7	M_g = 54.5
TOTALI (EQU) con i coeff. di tab. 3	13.4	11.3		54.5

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 16.1$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.32$ m

Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 40.6$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 0.95$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.043$ MPa

OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 9.0^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = 56.7 \cdot 0.5 + 4.3 = 32.7 > E_d = 13.4$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = 54.5 + 0.9 = 55.4 > E_d = 11.3$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = 36.3 > E_d = 7.4$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 21$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 13$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 0.14

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) $K_0 = 0.375$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Ed} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , $\text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	4.2	4.2	7.3	7.4	40.2	34.1	113.8	13.8	73°, 1.0	2.48	4.21	2.01	5.09	56.8	72.8
2	2.7	2.7	0.0	5.5	20.0	14.4	125.0	125.0	-	2.59	5.78	2.36	4.10	34.8	88.9
3	0.5	0.5	0.0	7.6	18.1	12.5	125.0	125.0	-	2.45	5.66	2.36	0.96	30.0	78.0
4	-1.6	-1.6	0.0	1.3	15.7	9.9	125.0	125.0	-	1.93	3.98	2.36	0.00	-16.1	60.9
12	0.9	1.2	3.4	2.8	33.7	24.2	113.0	13.0	73°, 1.0	2.26	4.55	2.01	3.96	44.0	40.6

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

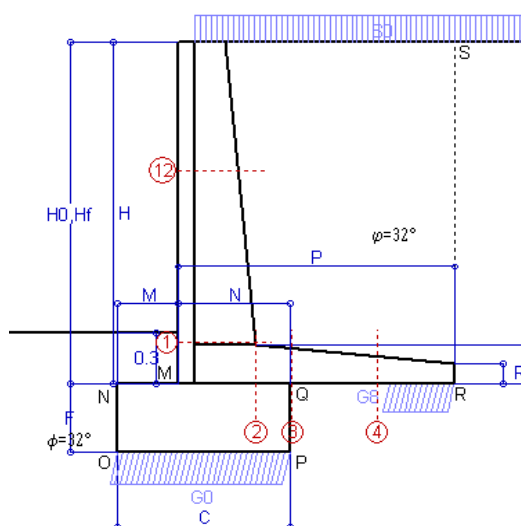
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{du}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)

Stabilimento San Pellegrino

ZOGNO (BG)



Dati

$H_m =$	2.00 m	Prefabbricato tipo u20NM	$H_0 =$	2.00 m
$C =$	1.00 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	2.00 m
$F =$	0.40 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	20.0 kN/m ²
$M =$	0.35 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	32°
$N =$	0.65 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	19.0 kN/m ³
$P =$	1.60 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.23 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.62
$R =$	0.12 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_b =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.307
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	2.00 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.275

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	15.2	16.2	0.0	0.0		
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	18.4	25.8	0.0	0.0		
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	17.0	14.0		
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	114.1	135.5		
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	0.5	0.1	0.0	0.0		
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	13.0	6.5		
TOTALI (GEO e STR)	$S_g =$	$M_g =$	$P_g =$	$M_g =$		
	34.2	42.1	144.1	156.0		

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	35.8 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$	0.38 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$	108.3 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$	1.00 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff				$\sigma_t =$	0.108 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale				$\beta =$	13.3°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = 144.1 * 0.625 = 90.1 > E_d = 34.2$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 =$ 58 kN Lato monte (punto Q) $G_7 =$ 38 kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 =$ 0.275

Freccia in cima al pannello mm 0.73

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Ed} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , ctg \ominus	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	21.0	21.0	19.1	22.0	44.8	38.3	113.8	13.8	73°, 1.0	2.85	5.00	2.01	4.72	75.8	71.5
2	13.7	13.7	0.0	22.3	23.0	17.2	125.0	125.0	-	3.15	7.26	2.70	4.38	50.3	106.2
3	10.4	10.4	0.0	26.2	21.1	15.5	125.0	125.0	-	3.04	7.26	2.70	1.75	45.5	97.7
4	-1.6	-1.6	0.0	1.6	16.3	10.5	125.0	125.0	-	2.09	4.18	2.70	0.00	-18.2	64.6
12	3.6	4.4	7.3	8.2	34.6	25.1	112.8	12.8	73°, 1.0	2.62	6.22	2.01	3.96	61.1	40.2

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

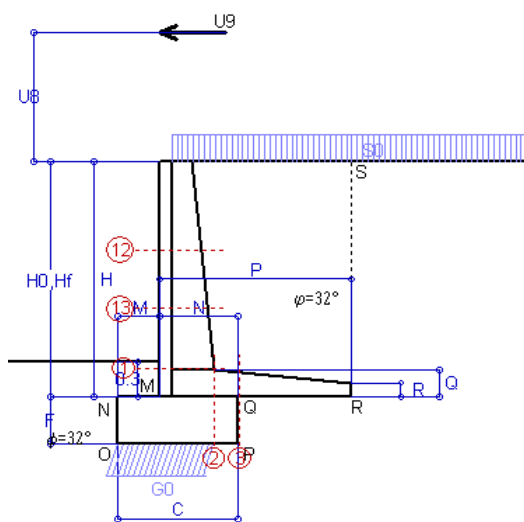
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{du}$ perché $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 1-Urto: urto sul sicurvia da 14.29 kN/cad a 1.10 m da terra

Stabilimento San Pellegrino

ZOGNO (BG)



Dati

$H_m =$	2.00 m	Prefabbricato tipo u20NM	$H_0 =$	2.00 m
$C =$	1.00 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	2.00 m
$F =$	0.40 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	20.0 kN/m2
$M =$	0.35 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	32°
$N =$	0.65 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	19.0 kN/m3
$P =$	1.60 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m3
$Q =$	0.23 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.62
$U_v =$	1.10 m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 =$	14.29 kN/cad
$V_8 =$	0.00 m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 =$	0.00 kN/cad
$R =$	0.12 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.307
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	2.00 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.275

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	11.7	12.5	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	12.3	17.2	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	13.1	10.8
Peso terra e sovraccarico x 1	0.0	0.0	82.9	98.5
Forze concentrate (U_9+V_9) x 1	11.4	40.0	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.4	0.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	10.0	5.0
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$
	35.8	69.7	105.9	114.3

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	G8 =	0.0 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	Q8 =	0.00 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	G0 =	105.9 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	C8 =	0.84 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff				σt =	0.126 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale				β =	18.7°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = 105.9 * 0.625 = 66.2 > Ed = 35.8$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 65$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 31$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.275$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α °, ctg⊕	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	54.3	54.3	14.1	19.2	44.8	38.3	113.8	13.8	73°, 1.0	2.82	5.00	2.01	4.72	75.3	73.7
2	39.7	39.7	0.0	55.0	23.0	17.2	125.0	125.0	-	3.15	7.26	2.70	4.38	50.3	106.2
3	32.6	32.6	0.0	35.2	21.1	15.5	125.0	125.0	-	3.04	7.26	2.70	1.75	45.5	97.7
12	28.9	30.6	5.4	9.0	34.6	25.1	112.8	12.8	73°, 1.0	2.61	6.22	2.01	3.96	61.0	41.2
13	41.1	44.0	9.8	14.1	39.6	32.1	113.4	13.4	73°, 1.0	2.58	4.84	2.01	3.96	61.3	51.8

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

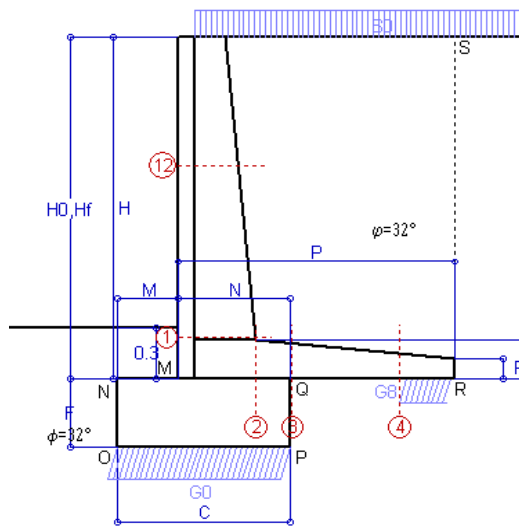
Le sezioni sulla parete prefabbricata (come la 12) sono collocate poco sopra il piego di ogni ferro, senza più considerarne il contributo.

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Stabilimento San Pellegrino

ZOGNO (BG)



Dati

$H_m =$	2.00 m	Prefabbricato tipo u20NM	$H_0 =$	2.00 m
$C =$	1.00 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	2.00 m
$F =$	0.40 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	20.0 kN/m ²
$M =$	0.35 m	Angolo d'attrito della terra = $\arctan(\tan \phi / 1.25) =$	$\phi =$	26.56°
$N =$	0.65 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	19.0 kN/m ³
$P =$	1.60 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.23 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.500
$R =$	0.12 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_0 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.382
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	2.00 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.340

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	14.5	15.5	0.0	0.0		
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	19.9	27.8	0.0	0.0		
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	13.1	10.8		
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	92.5	109.6		
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.5	0.1	0.0	0.0		
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	10.0	5.0		
TOTALI (GEO)	S_g =	M_g =	P_g =	M_g =		
	34.9	43.4	115.5	125.3		
TOTALI (EQU) con i coeff. di tab. 3	39.5	49.2		137.3		

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	20.3 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$	0.28 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$	95.2 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$	1.00 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff				$\sigma_t =$	0.095 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale				$\beta =$	16.8°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = 115.5 \cdot 0.5 = 57.8 > E_d = 39.5$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = 125.3 > E_d = 49.2$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = 83.4 > E_d = 33.6$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 48$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 37$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 0.79

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.340$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctg⊖	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	21.9	21.9	15.6	22.8	44.8	38.3	113.8	13.8	73°, 1.0	2.83	5.00	2.01	4.72	75.5	71.4
2	16.7	16.7	0.0	21.7	23.0	17.2	125.0	125.0	-	3.15	7.26	2.70	4.38	50.3	106.2
3	14.8	14.8	0.0	26.7	21.1	15.5	125.0	125.0	-	3.04	7.26	2.70	1.75	45.5	97.7
4	-0.5	-0.5	0.0	0.6	15.0	9.2	125.0	125.0	-	1.94	3.86	2.70	0.00	-16.4	56.9
12	3.8	4.7	6.0	8.7	34.6	25.1	112.8	12.8	73°, 1.0	2.61	6.22	2.01	3.96	61.0	40.0

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

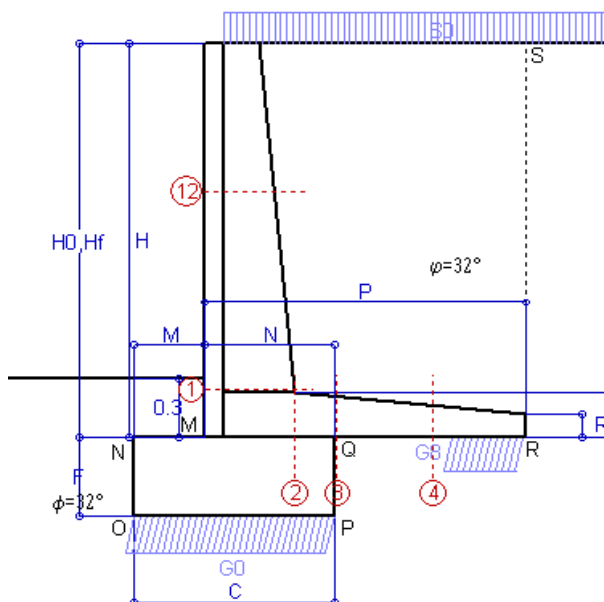
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{Ed} = M_{Edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

-- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino
ZOGNO (BG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1
*non sommati

Totali

Dati

$H_m = 2.00$ m	Prefabbricato tipo u20NM	$H_0 = 2.00$ m
$C = 1.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.00$ m
$F = 0.40$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 32^\circ$
$M = 0.35$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 0.65$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 1.60$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.23$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 2.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.275$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
11.68	12.45	0.00	0.00
12.29	17.21	0.00	0.00
0.00	0.00	13.09	10.76
0.00	0.00	82.85	98.55
0.42	0.06	0.00	0.00
0.00	0.00	10.00	5.00
$S_9 = 24.38$	$M_9 = 29.72$	$P_9 = 105.94$	$M_8 = 114.30$

GRADO di stabilità al ribaltamento	$\eta_{rib} =$	valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	3.772
GRADO di stabilità allo scorrimento	$\eta_{scorr} =$	(attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	= 2.715
Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	26.93 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$\cdot Q_8 = 0.37 \text{ m}$
Carico sul terreno della fondazione:	$G_0 =$	79.01 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio.	$\cdot C_8 = 1.00 \text{ m}$
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0.079 MPa	
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta =$	13.0°	

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.42

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	14.8	14.1	19.2	113.8	44.8	38.3	5.00	2.01	73	1.79	38	0.000
2	9.6	0.0	21.4	125.0	23.0	17.2	7.26	2.70	80	3.09	48	0.000
3	6.8	0.0	23.4	125.0	21.1	15.5	7.26	2.70	63	2.59	48	0.000
4	-1.5	0.0	0.0	125.0	16.4	10.6	4.21	2.70	43	1.59	48	0.000
12	2.5	5.4	6.5	112.8	34.6	25.1	9.36	2.01	10	0.46	38	0.000

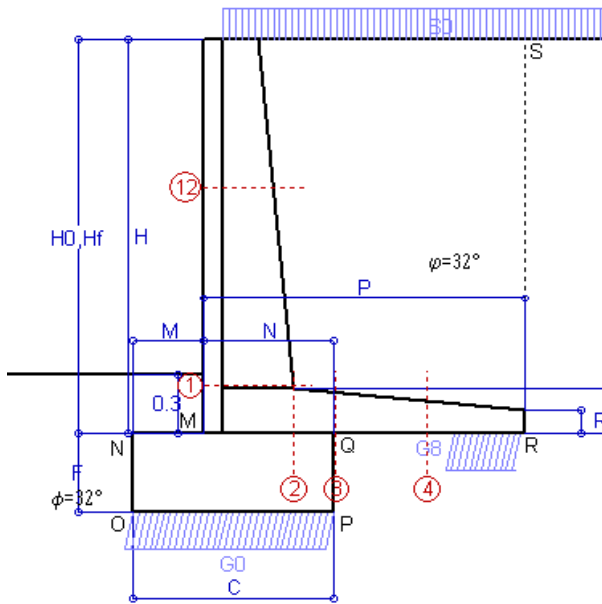
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

-- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino

ZOGNO (BG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

*non sommati

Totali

Dati

$H_m = 2.00$ m	Prefabbricato tipo u20NM	$H_0 = 2.00$ m
$C = 1.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.00$ m
$F = 0.40$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 32^\circ$
$M = 0.35$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 0.65$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 1.60$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.23$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 2.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.275$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
11.68	12.45	0.00	0.00
9.22	12.90	0.00	0.00
0.00	0.00	13.09	10.76
0.00	0.00	74.85	89.35
0.42	0.06	0.00	0.00
0.00	0.00	10.00	5.00
$S_9 = 21.31$	$M_9 = 25.41$	$P_9 = 97.94$	$M_8 = 105.10$

GRADO di stabilità al ribaltamento	$\eta_{rib} =$	valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	4.077
GRADO di stabilità allo scorrimento	$\eta_{scorr} =$	(attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	2.872
Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	25.90 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 =$	0.35 m
Carico sul terreno della fondazione:	$G_0 =$	72.04 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 =$	1.00 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$			0.072 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta =$			12.3°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.35

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	12.4	13.0	16.5	113.8	44.8	38.3	5.00	2.01	60	1.52	38	0.000
2	8.1	0.0	18.0	125.0	23.0	17.2	7.26	2.70	68	2.60	48	0.000
3	4.8	0.0	20.0	125.0	21.1	15.5	7.26	2.70	45	1.85	48	0.000
4	-2.1	0.0	0.0	125.0	16.6	10.8	4.27	2.70	57	2.10	48	0.000
12	2.0	4.9	5.3	112.8	34.6	25.1	9.36	2.01	8	0.37	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

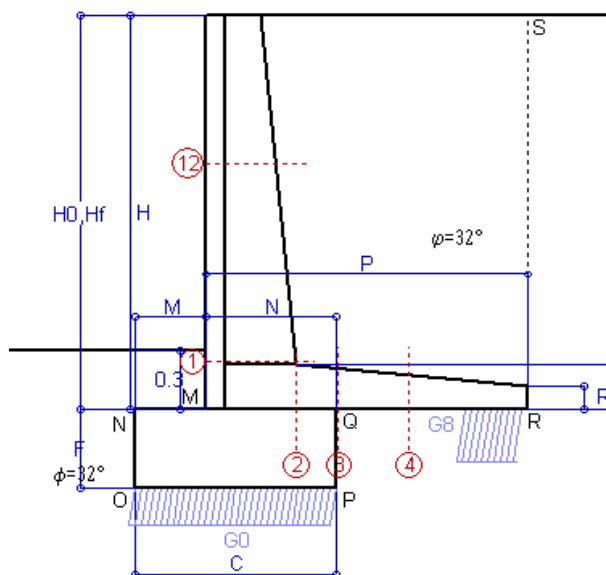
14/11/17

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

-- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino
ZOGNO (BG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1
**non sommati*

Totale

Dati

$H_m = 2.00$ m	Prefabbricato tipo u20NM	$H_0 = 2.00$ m
$C = 1.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.00$ m
$F = 0.40$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 32^\circ$
$M = 0.35$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 0.65$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 1.60$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.23$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 2.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.275$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
11.68	12.45	0.00	0.00
0.00	0.00	13.09	10.76
0.00	0.00	50.85	61.75
0.42	0.06	0.00	0.00
0.00	0.00	10.00	5.00
$S_9 = 12.09$	$M_9 = 12.51$	$P_9 = 73.94$	$M_8 = 77.50$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$	valore rispetto a 'O' perché < del valore rispetto a 'M'	=	6.195
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$	(attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	3.820
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$	22.80 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 =$	0.31 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$	51.14 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 =$	1.00 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff		$\sigma_t =$	0.051 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione		$\beta =$	9.3°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.13

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	5.3	9.9	8.5	113.8	44.8	38.3	5.00	2.01	24	0.68	38	0.000
2	3.5	0.0	8.2	125.0	23.0	17.2	7.26	2.70	29	1.12	48	0.000
3	-0.9	0.0	9.7	125.0	21.1	15.2	7.26	2.70	18	0.55	48	0.000
4	-3.9	0.0	0.0	125.0	17.6	11.8	4.53	2.70	102	3.53	48	0.000
12	0.5	3.5	1.7	112.8	34.6	25.1	8.64	2.01	2	0.11	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

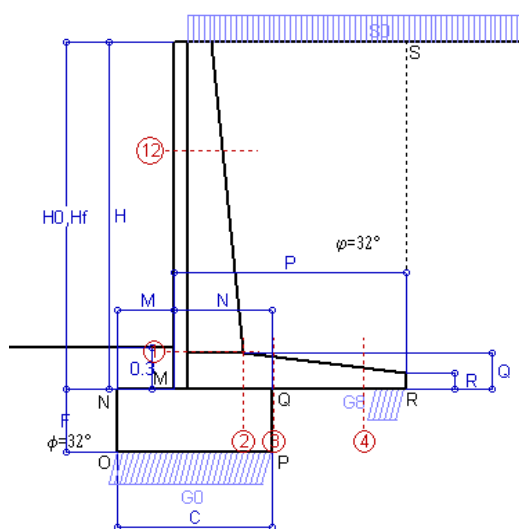
Norma: Italia: D.M. 14/1/08

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)

Stabilimento San Pellegrino

ZOGNO (BG)



Dati

$H_m =$	2.50 m	Prefabbricato tipo u25NM	$H_0 =$	2.50 m
$C =$	1.10 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	2.50 m
$F =$	0.45 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	20.0 kN/m ²
$M =$	0.40 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	32°
$N =$	0.70 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	19.0 kN/m ³
$P =$	1.65 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.26 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.62
$R =$	0.12 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_0 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.307
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	2.50 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.275

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	23.7	30.4	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	23.0	39.2	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	20.6	17.8
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	135.7	171.9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	0.7	0.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	16.1	8.8
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$
	47.4	69.7	172.4	198.6

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	26.9 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$	0.22 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$	145.6 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$	1.10 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff				$\sigma_t =$	0.132 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale				$\beta =$	15.4°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = 172.4 \cdot 0.625 = 107.7 > E_d = 47.4$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 76$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 53$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Freccia in cima al pannello mm 1.32

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

$K_0 =$ 0.275

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctg(⊕)	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	37.3	37.3	26.3	30.3	49.4	42.4	114.3	14.3	73°, 1.0	3.30	6.16	2.58	6.87	103.4	118.0
2	25.2	25.2	0.0	32.7	26.0	20.1	125.0	125.0	-	3.72	9.24	3.39	7.14	72.2	125.9
3	22.1	22.1	0.0	35.8	23.5	17.6	125.0	125.0	-	3.67	9.24	3.39	4.08	64.1	115.4
4	-1.3	-1.3	0.0	1.8	15.6	9.5	125.0	125.0	-	2.15	4.07	3.39	0.00	-19.5	58.6
12	3.9	4.8	7.7	8.5	34.8	25.3	112.9	12.9	73°, 1.0	2.90	7.53	2.58	3.96	74.0	40.4

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

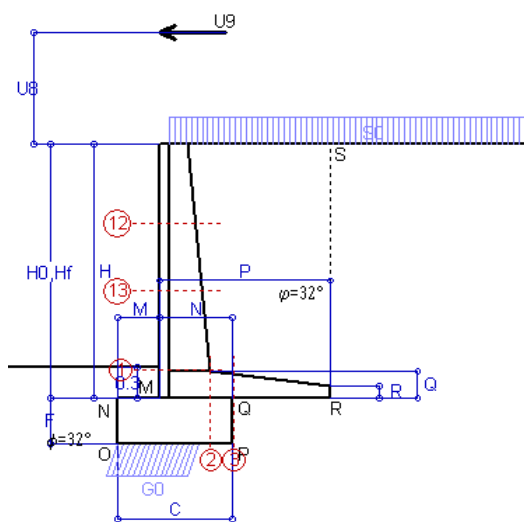
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{du}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\beta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 1-Urto: urto sul sicurvia da 14.29 kN/cad a 1.10 m da terra

Stabilimento San Pellegrino

ZOGNO (BG)



Dati

$H_m =$	2.50 m	Prefabbricato tipo u25NM	$H_0 =$	2.50 m
$C =$	1.10 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	2.50 m
$F =$	0.45 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	20.0 kN/m2
$M =$	0.40 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	32°
$N =$	0.70 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	19.0 kN/m3
$P =$	1.65 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m3
$Q =$	0.26 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.62
$U_v =$	1.10 m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 =$	14.29 kN/cad
$V_8 =$	0.00 m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 =$	0.00 kN/cad
$R =$	0.12 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.307
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	2.50 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.275

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	18.2	23.4	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	15.4	26.1	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	15.8	13.7
Peso terra e sovraccarico x 1	0.0	0.0	99.3	126.0
Forze concentrate (U_9+V_9) x 1	11.4	46.3	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.5	0.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	12.4	6.8
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$
	45.6	95.9	127.5	146.5

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	G8 =	0.0 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	Q8 =	0.00 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	G0 =	127.5 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	C8 =	0.79 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff				σt =	0.161 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale				β =	19.7°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = 127.5 * 0.625 = 79.7 > Ed = 45.6$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 89$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 26$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.275$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)				Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctg⊕	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN	
1	72.6	72.6	19.4	24.8	49.4	42.4	114.3	14.3	73°, 1.0	3.26	6.16	2.58	6.87	102.6	120.7	
2	48.0	48.0	0.0	64.3	26.0	20.1	125.0	125.0	-	3.72	9.24	3.39	7.14	72.2	125.9	
3	37.1	37.1	0.0	35.6	23.5	17.6	125.0	125.0	-	3.67	9.24	3.39	4.08	64.1	115.4	
12	29.5	31.3	5.6	9.1	34.8	25.3	112.9	12.9	73°, 1.0	2.89	7.53	2.58	3.96	73.8	41.5	
13	46.9	50.2	11.7	15.9	41.5	34.0	113.6	13.6	73°, 1.0	2.92	5.93	2.58	3.96	78.9	54.5	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

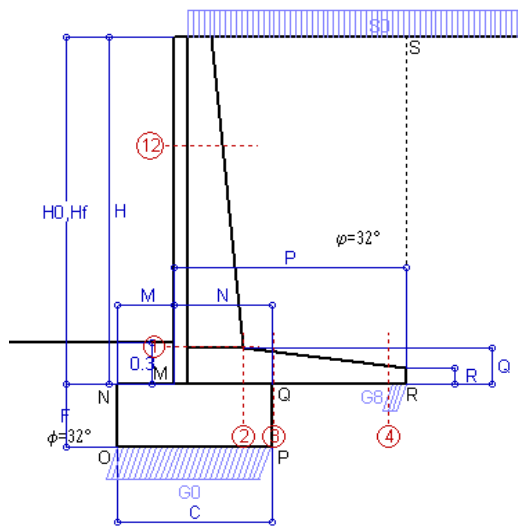
Le sezioni sulla parete prefabbricata (come la 12) sono collocate poco sopra il piego di ogni ferro, senza più considerarne il contributo.

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Stabilimento San Pellegrino

ZOGNO (BG)



Dati

$H_m =$	2.50 m	Prefabbricato tipo u25NM	$H_0 =$	2.50 m
$C =$	1.10 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	2.50 m
$F =$	0.45 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	20.0 kN/m ²
$M =$	0.40 m	Angolo d'attrito della terra = $\arctan(\tan \phi / 1.25) =$	$P_0 =$	19.0 kN/m ³
$N =$	0.70 m	Peso specifico della terra	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$P =$	1.65 m	Peso specifico del calcestruzzo	$R_0 =$	0.500
$Q =$	0.26 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$I_0 =$	0.0%
$R =$	0.12 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro		

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.382
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	2.50 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.340

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	22.7	29.1	0.0	0.0		
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	24.8	42.2	0.0	0.0		
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	15.8	13.7		
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	109.2	138.1		
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.7	0.1	0.0	0.0		
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	12.4	6.8		
	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$		
TOTALI (GEO)	48.2	71.4	137.4	158.7		
TOTALI (EQU) con i coeff. di tab. 3	54.3	80.8		173.3		

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	9.0 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$	0.09 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$	128.5 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$	1.10 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff				$\sigma_t =$	0.117 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale				$\beta =$	19.3°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = 137.4 \cdot 0.5 = 68.7 > E_d = 54.3$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = 158.7 > E_d = 80.8$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = 101.8 > E_d = 56.7$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 63$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 54$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 1.42

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.340$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctg⊖	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	38.6	38.6	21.4	31.3	49.4	42.4	114.3	14.3	73°, 1.0	3.27	6.16	2.58	6.87	102.9	117.8
2	32.1	32.1	0.0	29.9	26.0	20.1	125.0	125.0	-	3.72	9.24	3.39	7.14	72.2	125.9
3	29.4	29.4	0.0	34.4	23.5	17.6	125.0	125.0	-	3.67	9.24	3.39	4.08	64.1	115.4
4	-0.2	-0.2	0.0	0.3	13.5	7.4	125.0	125.0	-	1.90	3.50	3.39	0.00	-15.8	46.5
12	4.1	5.0	6.3	9.0	34.8	25.3	112.9	12.9	73°, 1.0	2.89	7.53	2.58	3.96	73.9	40.3

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{Ed} = M_{Edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

-- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino
ZOGNO (BG)

Dati

$H_m = 2.50$ m	Prefabbricato tipo u25NM	$H_0 = 2.50$ m
$C = 1.10$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.50$ m
$F = 0.45$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 32^\circ$
$M = 0.40$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 0.70$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 1.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.26$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 2.50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.275$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
18.24	23.41	0.00	0.00
15.36	26.12	0.00	0.00
0.00	0.00	15.83	13.73
0.00	0.00	99.34	126.00
0.53	0.08	0.00	0.00
0.00	0.00	12.37	6.81
$S_9 = 34.14$	$M_9 = 49.61$	$P_9 = 127.55$	$M_8 = 146.54$

Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1
**non sommati*

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento	$\eta_{rib} =$	valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	2.722
GRADO di stabilità allo scorrimento	$\eta_{scorr} =$	(attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	= 2.335
Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	21.11 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 = 0.22 \text{ m}$
Carico sul terreno della fondazione:	$G_0 =$	106.44 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio.	$C_8 = 1.10 \text{ m}$
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0.097 MPa	
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta =$	15.0°	

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.80

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	26.4	19.4	27.6	114.3	49.4	42.4	6.16	2.58	97	2.46	38	0.000
2	17.3	0.0	34.8	125.0	26.0	20.1	9.24	3.39	98	3.92	50	0.000
3	15.0	0.0	37.0	125.0	23.5	17.6	9.24	3.39	97	4.21	50	0.000
4	-1.2	0.0	0.0	125.0	15.8	9.7	4.13	3.39	30	1.28	50	0.000
12	2.7	5.6	6.8	112.9	34.8	25.3	9.36	2.58	10	0.49	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

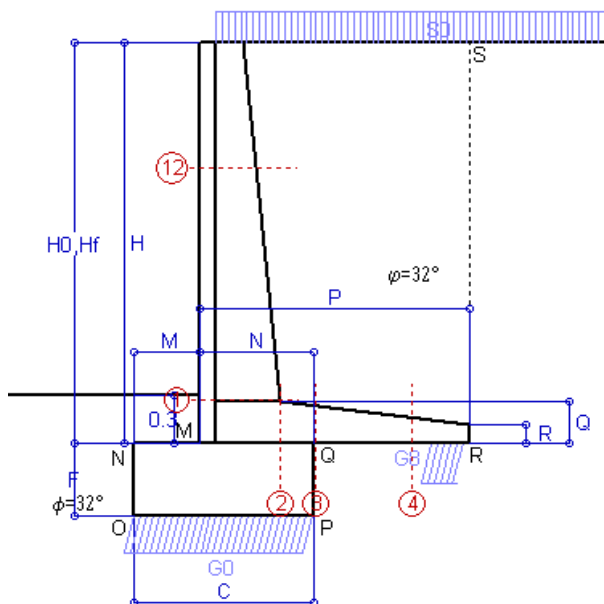
14/11/17

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

-- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino
ZOGNO (BG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1
*non sommati

Totali

Dati

$H_m = 2.50$ m	Prefabbricato tipo u25NM	$H_0 = 2.50$ m
$C = 1.10$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.50$ m
$F = 0.45$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 32^\circ$
$M = 0.40$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 0.70$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 1.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.26$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 2.50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.275$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
18.24	23.41	0.00	0.00
11.52	19.59	0.00	0.00
0.00	0.00	15.83	13.73
0.00	0.00	91.09	115.90
0.53	0.08	0.00	0.00
0.00	0.00	12.37	6.81
$S_9 = 30.29$	$M_9 = 43.08$	$P_9 = 119.30$	$M_8 = 136.43$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.934
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2.461
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 21.82$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.23$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 97.48$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. $C_8 = 1.10$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.089$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 14.2^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.67

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

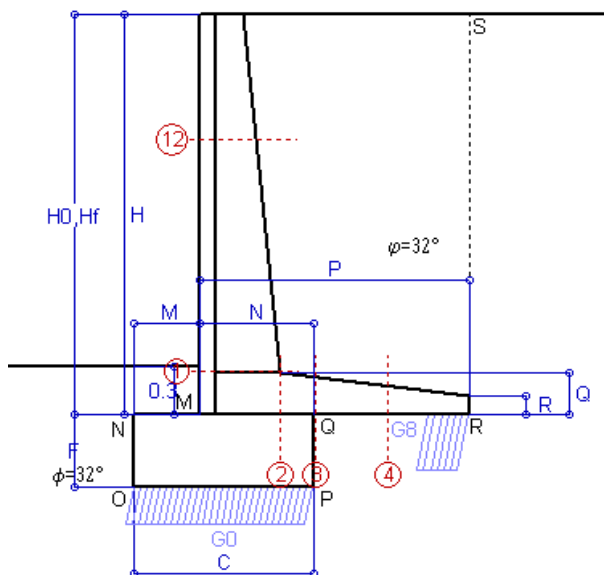
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	22.6	18.1	24.2	114.3	49.4	42.4	6.16	2.58	82	2.11	38	0.000
2	14.7	0.0	29.7	125.0	26.0	20.1	9.24	3.39	84	3.34	50	0.000
3	11.8	0.0	31.8	125.0	23.5	17.6	9.24	3.39	76	3.30	50	0.000
4	-1.7	0.0	0.0	125.0	16.3	10.2	4.25	3.39	39	1.63	50	0.000
12	2.2	5.1	5.6	112.9	34.8	25.3	9.36	2.58	8	0.40	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

-- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino
ZOGNO (BG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1
**non sommati*

Totale

Dati

$H_m = 2.50$ m	Prefabbricato tipo u25NM	$H_0 = 2.50$ m
$C = 1.10$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.50$ m
$F = 0.45$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 32^\circ$
$M = 0.40$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 0.70$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 1.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.26$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 2.50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.275$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
18.24	23.41	0.00	0.00
0.00	0.00	15.83	13.73
0.00	0.00	66.34	85.58
0.53	0.08	0.00	0.00
0.00	0.00	12.37	6.81
$S_9 = 18.77$	$M_9 = 23.49$	$P_9 = 94.55$	$M_8 = 106.11$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 4.370

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 3.147

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 23.82$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.25$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 70.73$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. $C_8 = 1.10$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.064$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 11.2^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.28

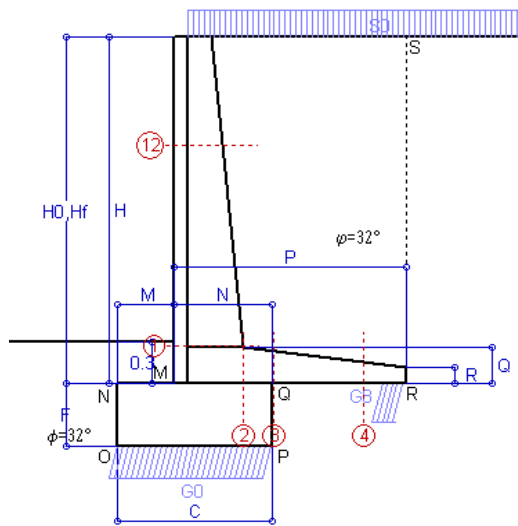
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. C+ Φ_{staffe}	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	11.1	14.1	13.9	114.3	49.4	42.4	6.16	2.58	38	1.06	38	0.000
2	7.2	0.0	14.5	125.0	26.0	20.1	9.24	3.39	41	1.63	50	0.000
3	2.3	0.0	16.1	125.0	23.5	17.6	9.24	3.39	15	0.64	50	0.000
4	-3.7	0.0	0.0	125.0	18.0	11.9	4.74	3.39	77	2.91	50	0.000
12	0.6	3.6	1.8	112.9	34.8	25.3	9.36	2.58	2	0.12	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2.88^\circ$
Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.049$
Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.025$

Dati

$H_m = 2.50$ m
 $C = 1.10$ m
 $F = 0.45$ m
 $M = 0.40$ m
 $N = 0.70$ m
 $P = 1.65$ m
 $Q = 0.26$ m
 $U_1 = 0.0$ m
 $R = 0.12$ m

Acceleraz. orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u25NM

$a_g/g = 0.136$
 $H_0 = 2.50$ m
 $H = 2.50$ m
 $S_0 = 4.0$ kN/m²
Sovraccarico sul rilevato (20%)
Angolo d'attrito della terra $= \arctan(\tan \phi / 1.25) = 26.56^\circ$
Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.500$
Accelerazione massima locale $a_{max}/g = 0.204$
Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.24$
Pendenza del rilevato vicino al muro $I_0 = 0.0\%$
Pendenza del rilevato lontano dal muro $I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.390$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 2.50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 7.21^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.375$
Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2.53$
(Dati: $\phi = 26.56^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	23.0	29.5	2.9	6.0
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	3.9	6.6	0.5	1.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.8	0.8	15.6	13.4
Peso terra e sovraccarico x 1	3.2	5.8	71.0	91.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.7	0.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.6	0.1	12.1	6.6
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-6.8*	-1.7*	0.0*	0.0*
	$S_g =$	$M_g =$	$P_g =$	$M_g =$
TOTALI (GEO)	32.1	43.0	102.1	118.4
TOTALI (EQU) con i coeff. di tab. 3	32.1	43.0		118.4

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 16.0$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.17$ m

Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 86.1$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1.10$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.078$ MPa

OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 13.9^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = 102.1 \cdot 0.5 + 6.8 = 57.8 > E_d = 32.1$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = 118.4 + 1.7 = 120.1 > E_d = 43$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = 75.7 > E_d = 28.9$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 43$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 31$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 0.68

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) $K_0 = 0.375$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctg⊕	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	19.7	19.7	16.0	19.3	49.4	42.4	114.3	14.3	73°, 1.0	3.24	6.16	2.58	6.87	102.3	120.5
2	13.7	13.7	0.0	16.9	26.0	20.1	125.0	125.0	-	3.72	9.24	3.39	7.14	72.2	125.9
3	12.0	12.0	0.0	21.1	23.5	17.6	125.0	125.0	-	3.67	9.24	3.39	4.08	64.1	115.4
4	-1.3	-1.3	0.0	1.9	15.7	9.6	125.0	125.0	-	2.16	4.09	3.39	0.00	-19.6	59.2
12	1.4	1.8	4.2	3.7	34.8	25.3	112.9	12.9	73° 1.0	2.88	7.53	2.58	3.96	73.7	42.1

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

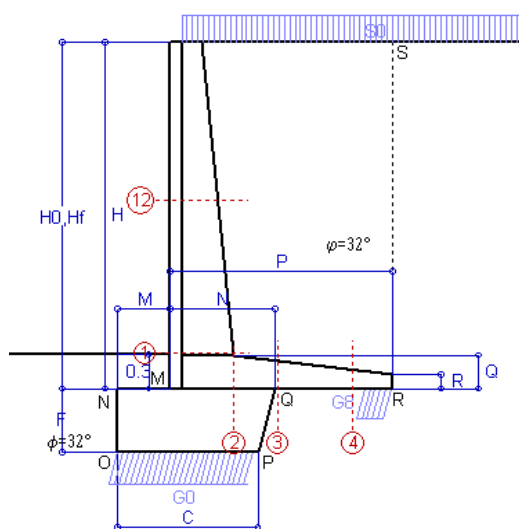
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)

Stabilimento San Pellegrino

ZOGNO (BG)



Dati

$H_m =$	3.00 m	Prefabbricato tipo u30NM	$H_0 =$	3.00 m
$C =$	1.20 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	3.00 m
$F =$	0.55 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	20.0 kN/m ²
$M =$	0.45 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	32°
$N =$	0.90 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	19.0 kN/m ³
$P =$	1.90 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.29 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.62
$R =$	0.12 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_b =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.307
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	3.00 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.179

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	34.2	52.9	0.0	0.0		
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	27.7	56.7	0.0	0.0		
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	25.7	25.4		
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	178.3	257.6		
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	0.7	0.1	0.0	0.0		
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	22.8	14.5		
TOTALI (GEO e STR)	$S_g =$	$M_g =$	$P_g =$	$M_g =$		
	62.5	109.7	226.7	297.5		

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	35.0 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$	0.24 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$	191.8 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$	1.20 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff				$\sigma_t =$	0.160 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale				$\beta =$	15.4°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = 226.7 \cdot 0.625 = 141.7 > E_d = 62.5$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 =$ 110 kN Lato monte (punto Q) $G_7 =$ 59 kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 =$ 0.275

Freccia in cima al pannello mm 2.29

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctg(⊖)	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	59.8	59.8	34.3	39.9	54.0	47.3	114.7	14.7	73°, 1.0	3.70	7.10	2.58	6.40	132.9	120.1
2	38.9	38.9	0.0	49.3	29.0	23.1	125.0	125.0	-	4.26	11.62	3.83	7.29	101.0	144.1
3	24.6	24.6	0.0	40.7	24.5	18.6	125.0	125.0	-	4.03	11.01	3.83	4.62	78.1	126.9
4	-2.3	-2.3	0.0	3.1	16.3	10.2	125.0	125.0	-	2.57	5.44	3.83	0.00	-24.3	63.1
12	13.3	15.7	14.9	16.8	40.6	33.7	113.5	13.5	73°, 1.0	3.22	7.44	2.58	3.96	97.4	52.5

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

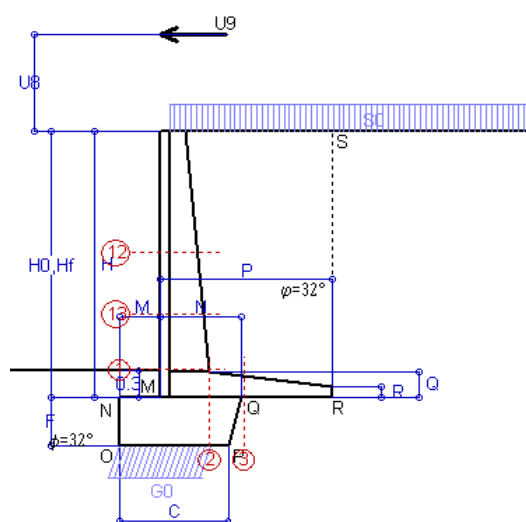
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{du}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 1-Urto: urto sul sicurvia da 14.29 kN/cad a 1.10 m da terra

Stabilimento San Pellegrino

ZOGNO (BG)



Dati

$H_m = 3.00 \text{ m}$	Prefabbricato tipo u30NM	$H_0 = 3.00 \text{ m}$
$C = 1.20 \text{ m}$	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00 \text{ m}$
$F = 0.55 \text{ m}$	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0 \text{ kN/m}^2$
$M = 0.45 \text{ m}$	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 32^\circ$
$N = 0.90 \text{ m}$	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0 \text{ kN/m}^3$
$P = 1.90 \text{ m}$	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0 \text{ kN/m}^3$
$Q = 0.29 \text{ m}$	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$
$U_v = 1.10 \text{ m}$	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14.29 \text{ kN/cad}$
$V_8 = 0.00 \text{ m}$	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 0.00 \text{ kN/cad}$
$R = 0.12 \text{ m}$	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 3.00 \text{ m}$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.179$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	26.3	40.7	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	18.4	37.8	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	19.7	19.5
Peso terra e sovraccarico x 1	0.0	0.0	131.3	190.0
Forze concentrate (U_9+V_9) x 1	11.4	53.2	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.5	0.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	17.5	11.2
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 = 56.7$	$M_9 = 131.8$	$P_9 = 168.6$	$M_8 = 220.7$

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0 \text{ kN}$	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00 \text{ m}$
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 168.6 \text{ kN}$	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1.06 \text{ m}$
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.160 \text{ MPa}$
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 18.6^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = 168.6 * 0.625 = 105.3 > Ed = 56.7$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 106 \text{ kN}$ Lato monte (punto Q) $G_7 = 45 \text{ kN}$

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.275$

Freccia in cima al pannello mm 4.97

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α °, ctg⊕	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	95.5	95.5	25.4	31.6	54.0	47.3	114.7	14.7	73°, 1.0	3.65	7.10	2.58	6.40	131.8	123.5
2	65.6	65.6	0.0	76.7	29.0	23.1	125.0	125.0	-	4.26	11.62	3.83	7.29	101.0	144.1
3	46.9	46.9	0.0	41.5	24.5	18.6	125.0	125.0	-	4.03	11.01	3.83	4.62	78.1	126.9
12	44.5	47.7	10.9	15.3	40.6	33.7	113.5	13.5	73°, 1.0	3.20	7.44	2.58	3.96	97.1	54.3
13	69.3	74.6	18.5	23.1	47.5	40.0	114.3	14.3	73°, 1.0	3.14	5.96	2.58	3.96	93.9	62.8

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

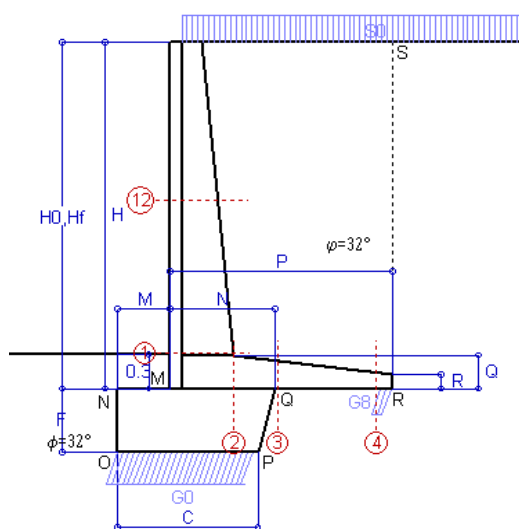
Le sezioni sulla parete prefabbricata (come la 12) sono collocate poco sopra il piego di ogni ferro, senza più considerarne il contributo.

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Stabilimento San Pellegrino

ZOGNO (BG)



Dati

$H_m =$	3.00 m	Prefabbricato tipo u30NM	$H_0 =$	3.00 m
$C =$	1.20 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	3.00 m
$F =$	0.55 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	20.0 kN/m ²
$M =$	0.45 m	Angolo d'attrito della terra	$= \arctan(\tan \phi / 1.25) =$	26.56°
$N =$	0.90 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	19.0 kN/m ³
$P =$	1.90 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.29 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.500
$R =$	0.12 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_0 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.382
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	3.00 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.243

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	32.7	50.6	0.0	0.0		
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	29.8	61.1	0.0	0.0		
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	19.7	19.5		
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	142.7	205.9		
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.7	0.1	0.0	0.0		
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	17.5	11.2		
TOTALI (GEO)	S_g =	M_g =	P_g =	M_g =		
	63.2	111.8	180.0	236.7		
TOTALI (EQU) con i coeff. di tab. 3	71.1	126.3		257.9		

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	11.2 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 =$	0.10 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$	168.8 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 =$	1.20 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff				$\sigma_t =$	0.141 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale				$\beta =$	19.3°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = 180 \cdot 0.5 = 90.0 > Ed = 71.1$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = 236.7 > Ed = 126.3$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = 152.4 > Ed = 87.6$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 91$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 60$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 2.46

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.340$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctg⊖	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	61.6	61.6	27.9	41.0	54.0	47.3	114.7	14.7	73°, 1.0	3.66	7.10	2.58	6.40	132.1	120.0
2	45.4	45.4	0.0	47.7	29.0	23.1	125.0	125.0	-	4.26	11.62	3.83	7.29	101.0	144.1
3	36.1	36.1	0.0	39.7	24.5	18.6	125.0	125.0	-	4.03	11.01	3.83	4.62	78.1	126.9
4	-0.3	-0.3	0.0	0.5	13.7	7.7	125.0	125.0	-	2.31	4.60	3.83	0.00	-19.2	49.5
12	13.9	16.4	12.2	17.6	40.6	33.7	113.5	13.5	73°, 1.0	3.21	7.44	2.58	3.96	97.2	52.3

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

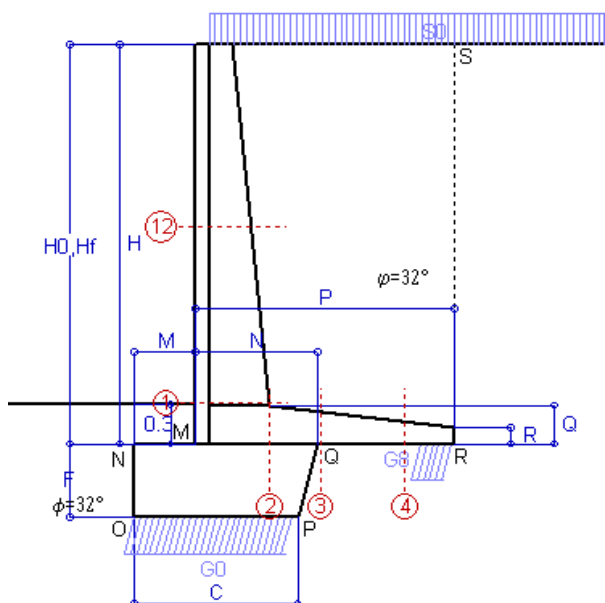
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{Ed} = M_{Ed}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

-- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino
ZOGNO (BG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1
**non sommati*

Totale

Dati

$H_m = 3.00$ m	Prefabbricato tipo u30NM	$H_0 = 3.00$ m
$C = 1.20$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 0.55$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 32^\circ$
$M = 0.45$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 0.90$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 1.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 3.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.179$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
26.27	40.72	0.00	0.00
18.44	37.79	0.00	0.00
0.00	0.00	19.75	19.54
0.00	0.00	131.29	189.97
0.52	0.09	0.00	0.00
0.00	0.00	17.53	11.19
$S_9 = 45.22$	$M_9 = 78.61$	$P_9 = 168.57$	$M_8 = 220.70$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.625
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2.329
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 27.65$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.24$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 140.92$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1.20$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.117$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 15.0^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1.37

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	42.7	25.4	37.4	114.7	54.0	47.3	7.10	2.58	123	3.11	38	0.058
2	27.7	0.0	51.4	125.0	29.0	23.1	11.62	3.83	110	4.56	50	0.000
3	16.5	0.0	41.5	125.0	24.5	18.6	11.01	3.83	86	3.94	50	0.000
4	-2.1	0.0	0.0	125.0	16.6	10.5	5.54	3.83	41	1.87	50	0.000
12	9.4	10.9	14.4	113.5	40.6	33.7	10.30	2.58	26	1.01	38	0.000

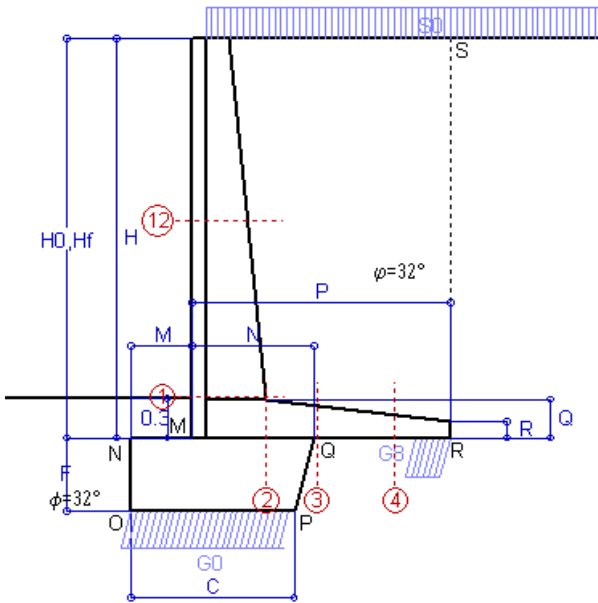
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

-- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino

ZOGNO (BG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1
**non sommati*

Totali

Dati

$H_m = 3.00$ m	Prefabbricato tipo u30NM	$H_0 = 3.00$ m
$C = 1.20$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 0.55$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 32^\circ$
$M = 0.45$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 0.90$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 1.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 3.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.179$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
26.27	40.72	0.00	0.00
13.83	28.34	0.00	0.00
0.00	0.00	19.75	19.54
0.00	0.00	121.79	176.67
0.52	0.09	0.00	0.00
0.00	0.00	17.53	11.19
$S_9 = 40.61$	$M_9 = 69.16$	$P_9 = 159.07$	$M_8 = 207.40$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$	valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	2.819
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$	(attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	2.447
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$	28.86 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 =$	0.25 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$	130.21 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 =$	1.20 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0.109 MPa	
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta =$	14.3°	

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1.17

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

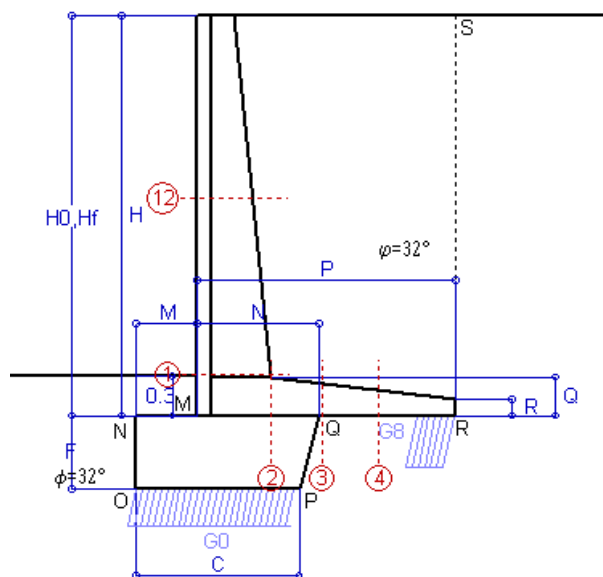
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	37.0	23.8	33.3	114.7	54.0	47.3	7.10	2.58	106	2.71	38	0.000
2	24.0	0.0	44.5	125.0	29.0	23.1	11.62	3.83	95	3.95	50	0.000
3	12.5	0.0	35.4	125.0	24.5	18.6	11.01	3.83	65	2.99	50	0.000
4	-2.7	0.0	0.0	125.0	17.1	11.0	5.71	3.83	52	2.29	50	0.000
12	7.8	10.1	12.3	113.5	40.6	33.7	10.12	2.58	21	0.85	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

-- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino
ZOGNO (BG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1
*non sommati

Totale

Dati

$H_m = 3.00$ m	Prefabbricato tipo u30NM	$H_0 = 3.00$ m
$C = 1.20$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 0.55$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 32^\circ$
$M = 0.45$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 0.90$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 1.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 3.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.179$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
26.27	40.72	0.00	0.00
0.00	0.00	19.75	19.54
0.00	0.00	93.29	136.77
0.52	0.09	0.00	0.00
0.00	0.00	17.53	11.19
$S_9 = 26.79$	$M_9 = 40.81$	$P_9 = 130.57$	$M_8 = 167.50$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$	valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	4.014
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$	(attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	3.046
Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 32.33$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 =$	0.28 m
Carico sul terreno della fondazione:	$G_0 = 98.24$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 =$	1.20 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0.082 MPa	
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta =$	11.6°	

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.55

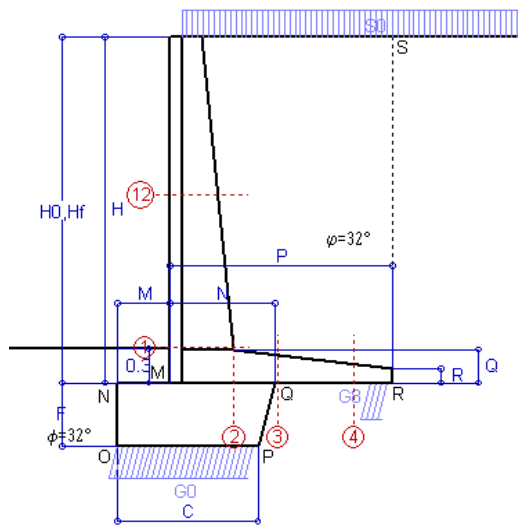
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	19.9	18.9	20.7	114.7	54.0	47.3	7.10	2.58	54	1.49	38	0.000
2	12.9	0.0	23.9	125.0	29.0	23.1	11.62	3.83	51	2.12	50	0.000
3	0.9	0.0	17.4	125.0	24.5	18.6	11.01	3.83	5	0.22	50	0.000
4	-5.6	0.0	0.0	125.0	19.1	13.0	6.37	3.83	98	3.79	50	0.000
12	3.0	7.5	5.7	113.5	40.6	33.7	8.75	2.58	8	0.37	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2.88^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.049$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.025$

Dati

$H_m = 3.00$ m
 $C = 1.20$ m
 $F = 0.55$ m
 $M = 0.45$ m
 $N = 0.90$ m
 $P = 1.90$ m
 $Q = 0.29$ m
 $U_1 = 0.0$ m
 $R = 0.12$ m

Acceleraz. orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u30NM

$a_g/g = 0.136$
 $H_0 = 3.00$ m
 $H = 3.00$ m
 $S_0 = 4.0$ kN/m²
 $\phi = 26.56^\circ$
 $R_0 = 0.500$
 $a_{max}/g = 0.204$
 $\beta_m = 0.24$
 $I_0 = 0.0\%$
 $I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.390$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 3.00$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 7.21^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.276$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2.53$
 (Dati: $\phi = 26.56^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	33.1	51.3	4.2	9.8
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	4.6	9.5	0.6	1.4
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.0	1.2	19.5	19.1
Peso terra e sovraccarico x 1	4.5	9.9	98.2	143.8
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.8	0.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.8	0.2	17.1	10.9
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-8.7*	-2.5*	0.0*	0.0*
	$S_g =$	$M_g =$	$P_g =$	$M_g =$
TOTALI (GEO)	44.8	72.3	139.6	185.0
TOTALI (EQU) con i coeff. di tab. 3	44.8	72.3		185.0

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 20.7$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.18$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 118.9$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1.20$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.099$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 14.5^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = 139.6 \cdot 0.5 + 8.7 = 78.5 > E_d = 44.8$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = 185 + 2.5 = 187.5 > E_d = 72.3$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = 119.0 > E_d = 48.2$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 65$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 37$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 1.26

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) $K_0 = 0.375$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctg⊖	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	33.9	33.9	21.5	27.3	54.0	47.3	114.7	14.7	73°, 1.0	3.63	7.10	2.58	6.40	131.3	122.8
2	22.1	22.1	0.0	28.0	29.0	23.1	125.0	125.0	-	4.26	11.62	3.83	7.29	101.0	144.1
3	14.9	14.9	0.0	25.4	24.5	18.6	125.0	125.0	-	4.03	11.01	3.83	4.62	78.1	126.9
4	-1.9	-1.9	0.0	2.7	16.2	10.1	125.0	125.0	-	2.55	5.40	3.83	0.00	-24.0	62.4
12	5.9	7.2	8.6	9.0	40.6	33.7	113.5	13.5	73° 1.0	3.19	7.44	2.58	3.96	96.9	54.7

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

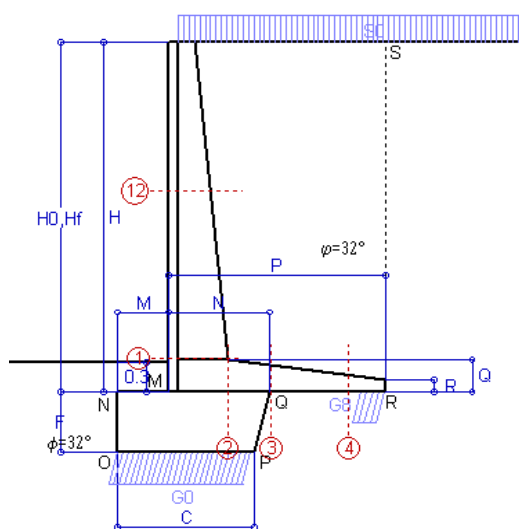
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{du}$ perché $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)

Stabilimento San Pellegrino

ZOGNO (BG)



Dati

$H_m = 3.50$ m	Prefabbricato tipo u35NM	$H_0 = 3.50$ m
$C = 1.35$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.50$ m
$F = 0.60$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 0.50$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 32^\circ$
$N = 1.00$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 2.15$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.32$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 3.50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.186$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	46.5	82.1	0.0	0.0		
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	32.3	75.8	0.0	0.0		
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	31.2	34.7		
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	226.7	367.9		
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	0.8	0.2	0.0	0.0		
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	27.8	19.8		
TOTALI (GEO e STR)	$S_g = 79.6$	$M_g = 158.1$	$P_g = 285.6$	$M_g = 422.5$		

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 42.5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.25$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 243.2$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1.35$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.180$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 15.6^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = 285.6 \cdot 0.625 = 178.5 > E_d = 79.6$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 138$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 77$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.275$

Freccia in cima al pannello mm 3.43

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctg(⊕)	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	89.4	89.4	43.1	50.5	58.6	51.6	115.2	15.2	73°, 1.0	4.10	8.04	3.14	6.01	164.8	120.5
2	58.1	58.1	0.0	68.3	32.0	26.0	125.0	125.0	-	4.73	13.38	4.52	7.39	129.3	158.9
3	38.7	38.7	0.0	53.2	26.7	20.7	125.0	125.0	-	4.43	12.63	4.52	5.02	97.8	141.4
4	-3.3	-3.3	0.0	4.4	16.8	10.7	125.0	125.0	-	2.78	5.61	4.52	0.00	-27.5	65.8
12	16.0	18.8	16.5	18.7	41.6	34.8	113.6	13.6	73°, 1.0	3.41	8.05	3.14	3.96	108.7	53.9

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

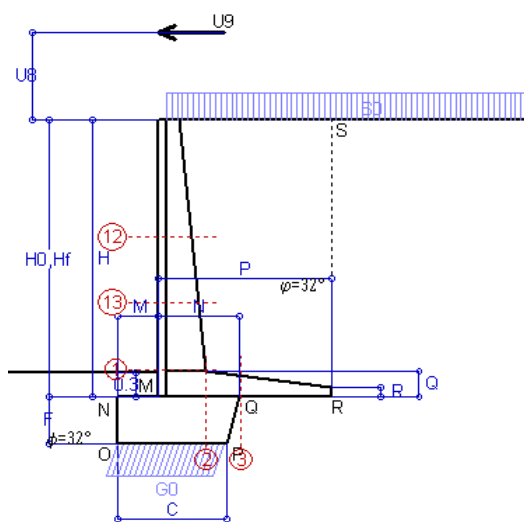
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{du}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\beta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 1-Urto: urto sul sicurvia da 14.29 kN/cad a 1.10 m da terra

Stabilimento San Pellegrino

ZOGNO (BG)



Dati

$H_m =$	3.50 m	Prefabbricato tipo u35NM	$H_0 =$	3.50 m
$C =$	1.35 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	3.50 m
$F =$	0.60 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	20.0 kN/m2
$M =$	0.50 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	32°
$N =$	1.00 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	19.0 kN/m3
$P =$	2.15 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m3
$Q =$	0.32 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.62
$U_v =$	1.10 m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 =$	14.29 kN/cad
$V_8 =$	0.00 m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 =$	0.00 kN/cad
$R =$	0.12 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.307
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	3.50 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.186

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	35.8	63.2	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	21.5	50.5	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	24.0	26.7
Peso terra e sovraccarico x 1	0.0	0.0	167.8	272.6
Forze concentrate (U_9+V_9) x 1	11.4	59.4	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.6	0.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	21.4	15.2
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$
	69.3	173.3	213.1	314.6

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	G8 = 0.0 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	Q8 = 0.00 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	G0 = 213.1 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	C8 = 1.33 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			σt = 0.161 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			β = 18.0°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = 213.1 * 0.625 = 133.2 > Ed = 69.3$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 120$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 72$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.275$

Freccia in cima al pannello mm 6.44

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctg⊕	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	123.6	123.6	32.0	39.1	58.6	51.6	115.2	15.2	73°, 1.0	4.04	8.04	3.14	6.01	163.2	124.6
2	90.4	90.4	0.0	89.2	32.0	26.0	125.0	125.0	-	4.73	13.38	4.52	7.39	129.3	158.9
3	69.4	69.4	0.0	51.7	26.7	20.7	125.0	125.0	-	4.43	12.63	4.52	5.02	97.8	141.4
12	48.1	51.6	12.1	16.5	41.6	34.8	113.6	13.6	73°, 1.0	3.39	8.05	3.14	3.96	108.4	55.8
13	80.2	86.5	21.4	26.3	49.9	42.4	114.5	14.5	73°, 1.0	3.46	6.92	3.14	3.96	115.1	66.0

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

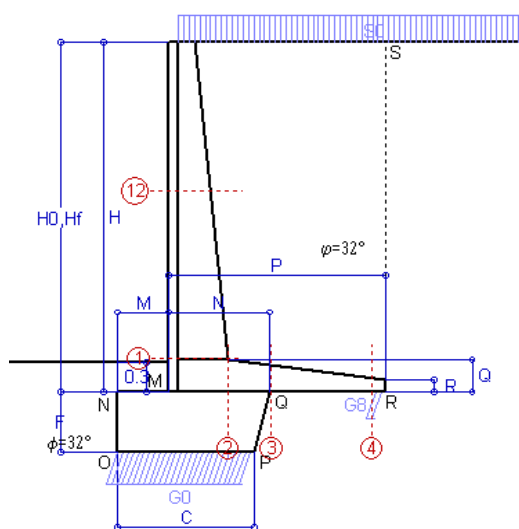
Le sezioni sulla parete prefabbricata (come la 12) sono collocate poco sopra il piego di ogni ferro, senza più considerarne il contributo.

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Stabilimento San Pellegrino

ZOGNO (BG)



Dati

$H_m =$	3.50 m	Prefabbricato tipo u35NM	$H_0 =$	3.50 m
$C =$	1.35 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	3.50 m
$F =$	0.60 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	20.0 kN/m ²
$M =$	0.50 m	Angolo d'attrito della terra	$= \arctan(\tan \phi / 1.25) =$	26.56°
$N =$	1.00 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	19.0 kN/m ³
$P =$	2.15 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.32 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.500
$R =$	0.12 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_0 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.382
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	3.50 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.250

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	44.5	78.5	0.0	0.0		
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	34.8	81.7	0.0	0.0		
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	24.0	26.7		
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	180.7	292.9		
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.9	0.2	0.0	0.0		
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	21.4	15.2		
TOTALI (GEO)	S_g =	M_g =	P_g =	M_g =		
	80.1	160.4	226.0	334.9		
TOTALI (EQU) con i coeff. di tab. 3	90.0	180.9		364.7		

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	12.8 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 =$	0.10 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$	213.2 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 =$	1.35 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff				$\sigma_t =$	0.158 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale				$\beta =$	19.5°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = 226 * 0.5 = 113.0 > Ed = 90$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = 334.9 > Ed = 180.9$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = 217.3 > Ed = 127.4$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 114$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 78$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 3.66

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.340$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctg⊕	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	91.7	91.7	35.0	51.5	58.6	51.6	115.2	15.2	73°, 1.0	4.06	8.04	3.14	6.01	163.7	120.4
2	69.0	69.0	0.0	65.1	32.0	26.0	125.0	125.0	-	4.73	13.38	4.52	7.39	129.3	158.9
3	55.0	55.0	0.0	50.1	26.7	20.7	125.0	125.0	-	4.43	12.63	4.52	5.02	97.8	141.4
4	-0.4	-0.4	0.0	0.7	13.8	7.7	125.0	125.0	-	2.51	4.63	4.52	0.00	-20.8	52.6
12	16.7	19.6	13.4	19.5	41.6	34.8	113.6	13.6	73°, 1.0	3.39	8.05	3.14	3.96	108.5	53.7

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

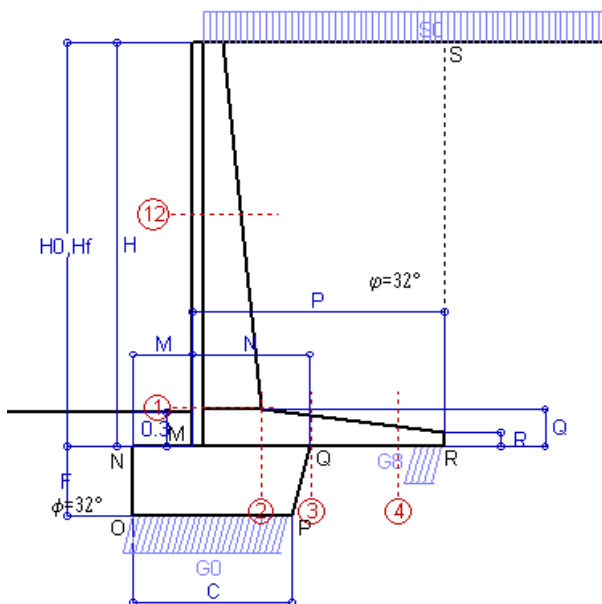
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{Ed} = M_{Ed}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

-- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino
ZOGNO (BG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1
*non sommati

Totali

Dati

$H_m = 3.50$ m	Prefabbricato tipo u35NM	$H_0 = 3.50$ m
$C = 1.35$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.50$ m
$F = 0.60$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 32^\circ$
$M = 0.50$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 1.00$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 2.15$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.32$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 3.50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.186$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
35.76	63.17	0.00	0.00
21.51	50.54	0.00	0.00
0.00	0.00	23.98	26.71
0.00	0.00	167.75	272.61
0.64	0.13	0.00	0.00
0.00	0.00	21.38	15.24
$S_9 = 57.90$	$M_9 = 113.84$	$P_9 = 213.10$	$M_8 = 314.56$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.564
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2.300
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 33.75$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.25$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 179.35$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 1.35$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.133$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 15.2^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 2.10

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	64.1	32.0	48.6	115.2	58.6	51.6	8.04	3.14	150	3.82	38	0.092
2	41.7	0.0	71.1	125.0	32.0	26.0	13.38	4.52	128	5.34	50	0.000
3	26.3	0.0	56.4	125.0	26.7	20.7	12.63	4.52	107	4.98	50	0.000
4	-3.0	0.0	0.0	125.0	17.1	11.0	5.72	4.52	51	2.37	50	0.000
12	11.3	12.1	16.2	113.6	41.6	34.8	10.30	3.14	30	1.16	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

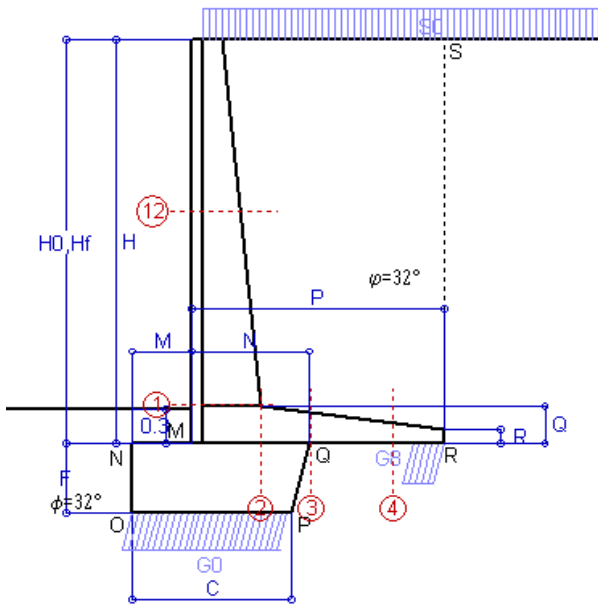
Norma: Italia: D.M. 14/1/08

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

-- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino

ZOGNO (BG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1
*non sommati

Totale

Dati

$H_m =$	3.50 m	Prefabbricato tipo	u35NM	$H_0 =$	3.50 m
$C =$	1.35 m	Altezza della terra contro il pannello		$H =$	3.50 m
$F =$	0.60 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	32°	
$M =$	0.50 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	15.0 kN/m ²	
$N =$	1.00 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	19.0 kN/m ³	
$P =$	2.15 m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³	
$Q =$	0.32 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.62	

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 3.50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.186$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
35.76	63.17	0.00	0.00
16.13	37.91	0.00	0.00
0.00	0.00	23.98	26.71
0.00	0.00	157.00	255.68
0.64	0.13	0.00	0.00
0.00	0.00	21.38	15.24
$S_9 =$	52.53	$M_9 =$	101.21
$P_9 =$	202.35	$M_8 =$	297.63

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.744
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2.407
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 35.49$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.27$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 166.86$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. $C_8 = 1.35$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.124$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 14.6^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1.80

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	56.2	30.0	43.7	115.2	58.6	51.6	8.04	3.14	131	3.36	38	0.069
2	36.5	0.0	62.3	125.0	32.0	26.0	13.38	4.52	112	4.68	50	0.000
3	20.7	0.0	49.0	125.0	26.7	20.7	12.63	4.52	84	3.92	50	0.000
4	-3.8	0.0	0.0	125.0	17.7	11.6	5.91	4.52	63	2.84	50	0.000
12	9.4	11.2	13.8	113.6	41.6	34.8	10.30	3.14	25	0.97	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

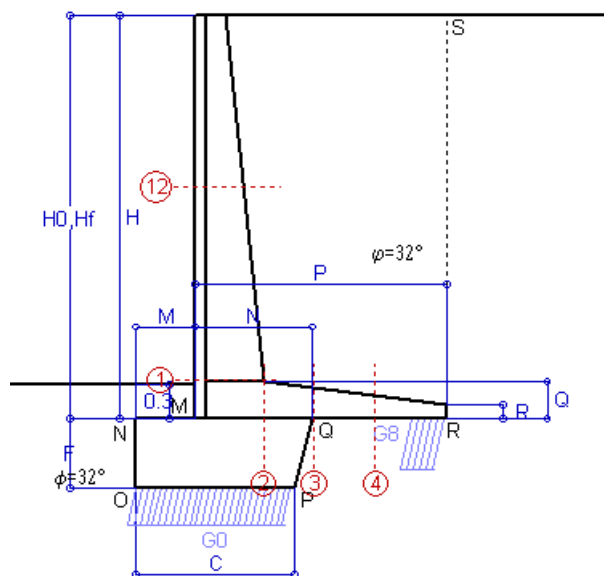
14/11/17

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

-- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino
ZOGNO (BG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1
**non sommati*

Totale

Dati

$H_m = 3.50$ m	Prefabbricato tipo u35NM	$H_0 = 3.50$ m
$C = 1.35$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.50$ m
$F = 0.60$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 32^\circ$
$M = 0.50$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.00$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 2.15$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.32$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 3.50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.186$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
35.76	63.17	0.00	0.00
0.00	0.00	23.98	26.71
0.00	0.00	124.75	204.89
0.64	0.13	0.00	0.00
0.00	0.00	21.38	15.24
$S_9 = 36.39$	$M_9 = 63.30$	$P_9 = 170.10$	$M_8 = 246.84$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 3.769
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2.921
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 40.56$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.30$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 129.54$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. $C_8 = 1.35$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.096$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12.1^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.93

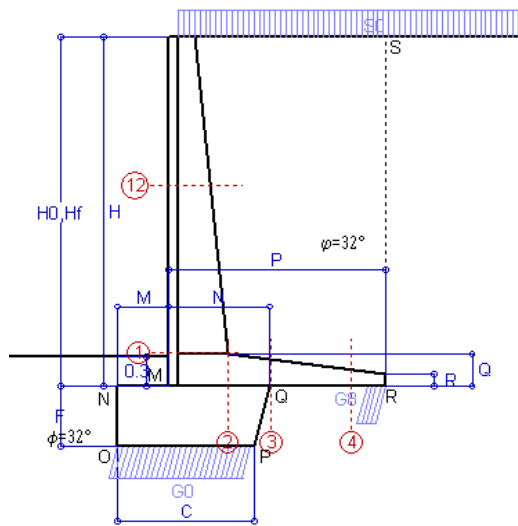
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	32.4	24.3	28.9	115.2	58.6	51.6	8.04	3.14	73	1.97	38	0.000
2	21.1	0.0	36.0	125.0	32.0	26.0	13.38	4.52	65	2.70	50	0.000
3	4.1	0.0	27.1	125.0	26.7	20.7	12.63	4.52	17	0.79	50	0.000
4	-7.7	0.0	0.0	125.0	19.8	13.7	6.63	4.52	112	4.45	50	0.000
12	3.8	8.4	6.7	113.6	41.6	34.8	10.27	3.14	9	0.42	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2.88^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.049$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.025$

Dati

$H_m = 3.50$ m
 $C = 1.35$ m
 $F = 0.60$ m
 $M = 0.50$ m
 $N = 1.00$ m
 $P = 2.15$ m
 $Q = 0.32$ m
 $U_1 = 0.0$ m
 $R = 0.12$ m

Acceleraz. orizz. al suolo**Prefabbricato tipo u35NM**

$a_g/g = 0.136$
 $H_0 = 3.50$ m
 $H = 3.50$ m
 $S_0 = 4.0$ kN/m²
 Sovraccarico sul rilevato (20%)
 Angolo d'attrito della terra $= \arctan(\tan \phi / 1.25) = 26.56^\circ$
 Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.500$
 Accelerazione massima locale $a_{max}/g = 0.204$
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.24$
 Pendenza del rilevato vicino al muro $I_0 = 0.0\%$
 Pendenza del rilevato lontano dal muro $I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.390$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 3.50$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 7.21^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.283$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2.53$
 (Dati: $\phi = 26.56^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	45.1	79.6	5.7	15.1
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	5.4	12.7	0.7	1.8
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.2	1.7	23.7	26.1
Peso terra e sovraccarico x 1	6.0	15.1	129.9	213.1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1.0	0.2	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.0	0.3	20.9	14.9
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-9.8*	-2.9*	0.0*	0.0*
*non sommati				
TOTALI (GEO)	S_g =	M_g =	P_g =	M_g =
	59.6	109.6	180.8	270.9
TOTALI (EQU) con i coeff. di tab. 3	59.6	109.6	180.8	270.9

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 24.6$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.18$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 156.2$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1.35$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.116$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 15.4^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = 180.8 * 0.5 + 9.8 = 100.1 > E_d = 59.6$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = 270.9 + 2.9 = 273.9 > E_d = 109.6$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = 176.1 > E_d = 74.5$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 84$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 51$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 1.99

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) $K_0 = 0.375$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctg⊖	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	53.8	53.8	27.6	36.4	58.6	51.6	115.2	15.2	73°, 1.0	4.02	8.04	3.14	6.01	162.6	123.4
2	35.4	35.4	0.0	40.9	32.0	26.0	125.0	125.0	-	4.73	13.38	4.52	7.39	129.3	158.9
3	25.9	25.9	0.0	34.7	26.7	20.7	125.0	125.0	-	4.43	12.63	4.52	5.02	97.8	141.4
4	-2.4	-2.4	0.0	3.4	16.4	10.3	125.0	125.0	-	2.74	5.49	4.52	0.00	-26.6	63.6
12	7.4	8.8	9.6	10.4	41.6	34.8	113.6	13.6	73° 1.0	3.38	8.05	3.14	3.96	108.2	56.1

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

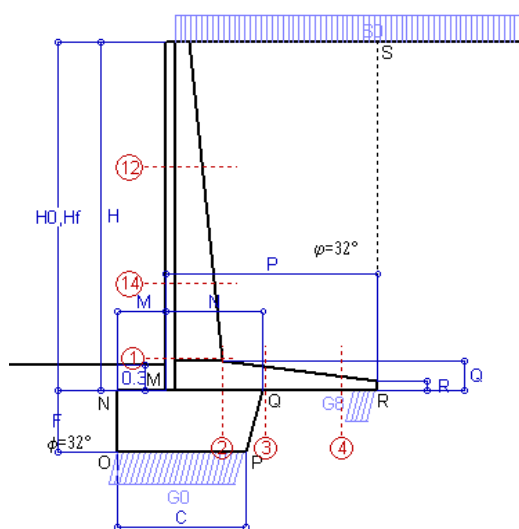
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{du}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)

Stabilimento San Pellegrino

ZOGNO (BG)



Dati

$H_m =$	4.00 m	Prefabbricato tipo u40NM	$H_0 =$	4.00 m
$C =$	1.45 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	4.00 m
$F =$	0.70 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	20.0 kN/m ²
$M =$	0.55 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	32°
$N =$	1.10 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	19.0 kN/m ³
$P =$	2.40 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.35 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.62
$R =$	0.12 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_0 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.307
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	4.00 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.176

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	60.7	123.5	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	36.9	99.6	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	37.3	46.1
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	280.8	505.9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	1.1	0.2	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	35.3	27.4
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$
	98.6	223.3	353.3	579.4

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	G8 = 52.7 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	Q8 = 0.27 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	G0 = 300.6 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	C8 = 1.45 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			σt = 0.207 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			β = 15.6°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = 353.3 \cdot 0.625 = 220.8 > E_d = 98.6$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 =$ 172 kN Lato monte (punto Q) $G_7 =$ 94 kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Freccia in cima al pannello mm 4.63

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 =$ 0.275

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1)	M_{Ed} (1)	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H	d	B5	b_w	staffe	X1	A1	A2	A4	M_{Rd}	V_{Rd}
	sulla sez. naturale	sulla sez. traslata			altezza totale	altezza utile	lato compresso	larghezza taglio	$\alpha^\circ, \text{ctg}\alpha$	asse neutro	lato terrapieno	lato facc. o infer. platea	staffe	baricentrico	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	127.0	127.0	52.9	62.0	63.1	55.7	116.6	16.6	73°, 1.0	4.69	10.05	3.14	5.68	221.8	120.3
2	82.6	82.6	0.0	90.6	35.0	28.8	125.0	125.0	-	5.33	16.21	4.52	8.12	170.9	177.1
3	54.6	54.6	0.0	66.1	28.9	22.9	125.0	125.0	-	4.92	15.22	4.52	5.33	127.3	157.1
4	-4.9	-4.9	0.0	6.3	17.4	11.3	125.0	125.0	-	2.86	5.84	4.52	0.00	-29.0	70.0
12	14.9	17.5	15.8	17.8	41.0	34.1	114.0	14.0	73°, 1.0	3.76	10.33	3.14	3.96	135.0	53.0
14	69.0	77.7	37.2	42.4	54.3	45.6	115.8	15.8	73°, 1.0	3.97	8.61	3.14	3.96	154.7	66.4

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

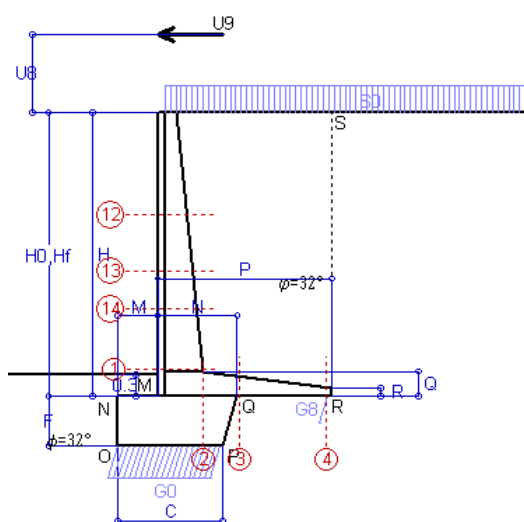
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed}=M_{du}$ perché $\text{ctg}(\alpha)=\text{ctg}(\theta)=1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1=0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 1-Urto: urto sul sicurvia da 14.29 kN/cad a 1.10 m da terra

Stabilimento San Pellegrino

ZOGNO (BG)



Dati

$H_m =$	4.00 m	Prefabbricato tipo u40NM	$H_0 =$	4.00 m
$C =$	1.45 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	4.00 m
$F =$	0.70 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	20.0 kN/m2
$M =$	0.55 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	32°
$N =$	1.10 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	19.0 kN/m3
$P =$	2.40 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m3
$Q =$	0.35 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.62
$U_v =$	1.10 m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 =$	14.29 kN/cad
$V_8 =$	0.00 m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 =$	0.00 kN/cad
$R =$	0.12 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.307
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	4.00 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.176

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	46.7	95.0	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	24.6	66.4	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	28.7	35.5
Peso terra e sovraccarico x 1	0.0	0.0	208.6	376.2
Forze concentrate (U_9+V_9) x 1	11.4	66.3	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.8	0.2	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	27.1	21.1
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$
	83.5	227.8	264.4	432.8

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	G8 = 6.7 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	Q8 = 0.04 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	G0 = 257.7 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	C8 = 1.45 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			σt = 0.178 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			β = 17.5°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = 264.4 \cdot 0.625 = 165.2 > Ed = 83.5$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 =$ 144 kN Lato monte (punto Q) $G_7 =$ 87 kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) Freccia in cima al pannello mm 7.80
 $K_0 =$ 0.275

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctg(⊕)	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	157.7	157.7	39.3	47.3	63.1	55.7	116.6	16.6	73°, 1.0	4.62	10.05	3.14	5.68	219.6	125.2
2	114.9	114.9	0.0	106.4	35.0	28.8	125.0	125.0	-	5.33	16.21	4.52	8.12	170.9	177.1
3	87.6	87.6	0.0	61.3	28.9	22.9	125.0	125.0	-	4.92	15.22	4.52	5.33	127.3	157.1
4	-0.1	-0.1	0.0	0.2	12.9	6.8	125.0	125.0	-	2.43	4.33	4.52	0.00	-18.7	48.3
12	46.6	50.0	11.6	15.8	41.0	34.1	114.0	14.0	73°, 1.0	3.75	10.33	3.14	3.96	134.7	54.8
13	76.6	82.6	20.5	25.1	48.9	41.4	115.1	15.1	73°, 1.0	3.86	9.20	3.14	3.96	147.4	64.6
14	104.4	112.7	27.6	32.5	54.3	45.6	115.8	15.8	73°, 1.0	3.92	8.61	3.14	3.96	153.4	69.8

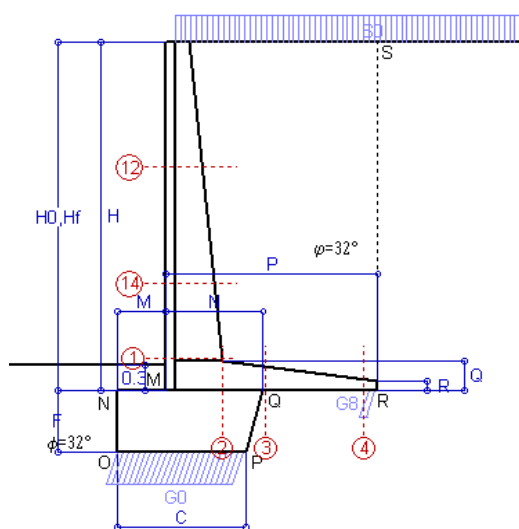
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Le sezioni sulla parete prefabbricata (come la 12) sono collocate poco sopra il piego di ogni ferro, senza più considerarne il contributo.

Norma: Italia: D.M. 14/1/08



Dati

$H_m =$	4.00 m	Prefabbricato tipo u40NM	$H_0 =$	4.00 m
$C =$	1.45 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	4.00 m
$F =$	0.70 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	20.0 kN/m ²
$M =$	0.55 m	Angolo d'attrito della terra $= \arctan(\tan \phi / 1.25) =$	$\phi =$	26.56°
$N =$	1.10 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	19.0 kN/m ³
$P =$	2.40 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.35 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.500
$R =$	0.12 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_0 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.382
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	4.00 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.239

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	58.1	118.1	0.0	0.0		
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	39.7	107.3	0.0	0.0		
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	28.7	35.5		
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	223.0	401.4		
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1.1	0.3	0.0	0.0		
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	27.1	21.1		
TOTALI (GEO)	S_g =	M_g =	P_g =	M_g =		
	98.9	225.6	278.8	458.0		
TOTALI (EQU) con i coeff. di tab. 3	110.9	253.9		498.3		

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	15.7 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$	0.10 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$	263.1 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$	1.45 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$				0.181 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale	$\beta =$				19.5°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = 278.8 * 0.5 = 139.4 > Ed = 110.9$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = 458.0 > Ed = 253.9$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = 298.5 > Ed = 177.1$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 141$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 95$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 4.93

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.340$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1)	M _{Edu} (1)	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H	d	B5	b _w	staffe	X1	A1	A2	A4	M _{Rd}	V _{Rd}
	sulla sez. naturale	sulla sez. traslata			altezza totale	altezza utile	lato compresso	larghezza taglio	α°, ctg(⊖)	asse neutro	lato terrapieno	lato facc. o inf. platea	staffe	baricentrico	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	129.8	129.8	42.9	63.0	63.1	55.7	116.6	16.6	73°, 1.0	4.64	10.05	3.14	5.68	220.2	120.3
2	98.4	98.4	0.0	85.7	35.0	28.8	125.0	125.0	-	5.33	16.21	4.52	8.12	170.9	177.1
3	77.6	77.6	0.0	61.2	28.9	22.9	125.0	125.0	-	4.92	15.22	4.52	5.33	127.3	157.1
4	-0.6	-0.6	0.0	1.0	14.1	8.0	125.0	125.0	-	2.53	4.72	4.52	0.00	-21.4	53.7
12	15.6	18.2	12.9	18.6	41.0	34.1	114.0	14.0	73°, 1.0	3.75	10.33	3.14	3.96	134.8	52.8
14	71.0	79.9	30.2	43.4	54.3	45.6	115.8	15.8	73°, 1.0	3.93	8.61	3.14	3.96	153.8	66.3

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

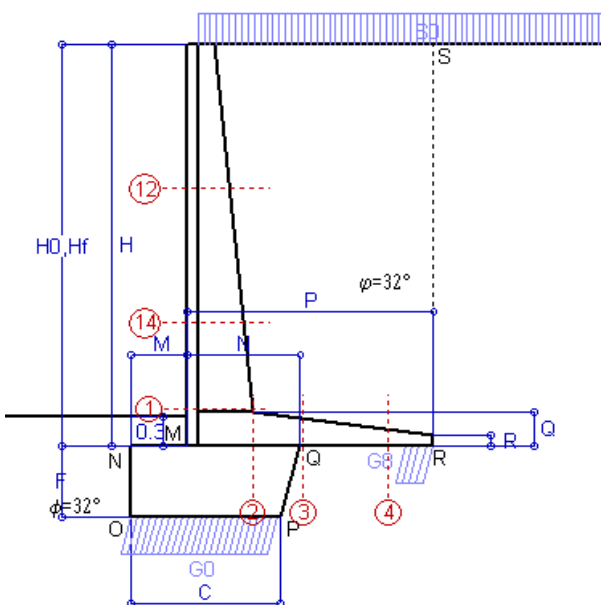
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{Ed} = M_{Edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

-- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino
ZOGNO (BG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1
*non sommati

Totale

Dati

$H_m = 4.00$ m	Prefabbricato tipo u40NM	$H_0 = 4.00$ m
$C = 1.45$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.00$ m
$F = 0.70$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 32^\circ$
$M = 0.55$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 1.10$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 2.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 4.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.176$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
46.70	94.96	0.00	0.00
24.58	66.37	0.00	0.00
0.00	0.00	28.67	35.49
0.00	0.00	208.61	376.22
0.82	0.19	0.00	0.00
0.00	0.00	27.13	21.05
$S_9 = 72.10$	$M_9 = 161.52$	$P_9 = 264.40$	$M_8 = 432.77$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	2.524
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	2.291
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$	41.96 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 =$
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$	222.45 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 =$
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0.153 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta =$	15.3°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 2.91

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	91.6	39.3	61.1	116.6	63.1	55.7	10.05	3.14	159	4.32	38	0.104
2	59.6	0.0	94.4	125.0	35.0	28.8	16.21	4.52	137	5.97	50	0.000
3	37.4	0.0	71.6	125.0	28.9	22.9	15.22	4.52	115	5.56	50	0.000
4	-4.4	0.0	0.0	125.0	17.8	11.7	5.96	4.52	72	3.20	50	0.000
12	10.5	11.6	15.5	114.0	41.0	34.1	13.39	3.14	22	0.99	38	0.000
14	49.4	27.6	41.1	115.8	54.3	45.6	11.13	3.14	95	3.07	38	0.044

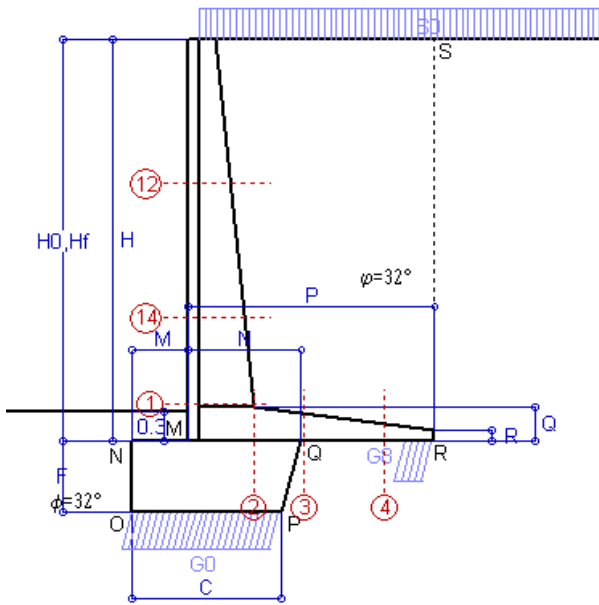
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

-- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino

ZOGNO (BG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1
**non sommati*

Totali

Dati

$H_m = 4.00$ m	Prefabbricato tipo u40NM	$H_0 = 4.00$ m
$C = 1.45$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.00$ m
$F = 0.70$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 32^\circ$
$M = 0.55$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 1.10$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 2.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 4.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.176$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
46.70	94.96	0.00	0.00
18.44	49.78	0.00	0.00
0.00	0.00	28.67	35.49
0.00	0.00	196.61	355.22
0.82	0.19	0.00	0.00
0.00	0.00	27.13	21.05
$S_9 = 65.96$	$M_9 = 144.93$	$P_9 = 252.40$	$M_8 = 411.77$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	2.691
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	2.391
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$ 44.21 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 =$	0.29 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$ 208.20 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 =$	1.45 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0.144 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta =$	14.6°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 2.52

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

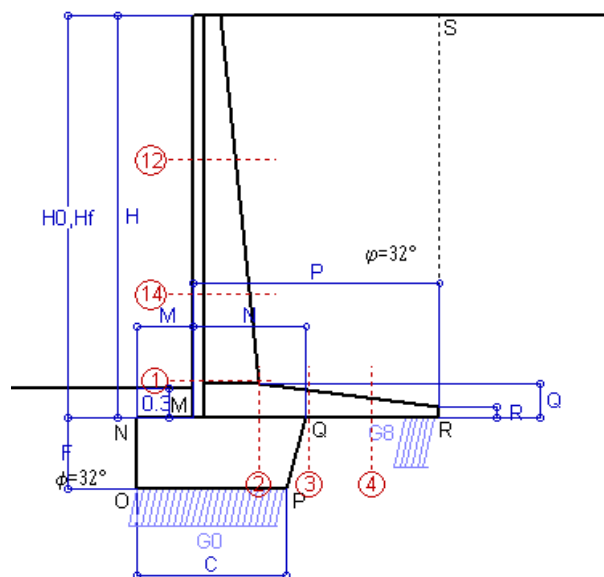
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	81.1	37.1	55.4	116.6	63.1	55.7	10.05	3.14	140	3.84	38	0.083
2	52.7	0.0	83.5	125.0	35.0	28.8	16.21	4.52	121	5.28	50	0.000
3	29.8	0.0	62.9	125.0	28.9	22.9	15.22	4.52	92	4.44	50	0.000
4	-5.5	0.0	0.0	125.0	18.4	12.3	6.17	4.52	88	3.75	50	0.000
12	8.7	10.7	13.2	114.0	41.0	34.1	12.84	3.14	19	0.85	38	0.000
14	42.9	25.8	36.6	115.8	54.3	45.6	10.58	3.14	86	2.74	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

-- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino
ZOGNO (BG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1
**non sommati*

Totali

Dati

$H_m = 4.00$ m	Prefabbricato tipo u40NM	$H_0 = 4.00$ m
$C = 1.45$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.00$ m
$F = 0.70$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 32^\circ$
$M = 0.55$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.10$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 2.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 4.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.176$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
46.70	94.96	0.00	0.00
0.00	0.00	28.67	35.49
0.00	0.00	160.61	292.22
0.82	0.19	0.00	0.00
0.00	0.00	27.13	21.05
$S_9 = 47.52$	$M_9 = 95.15$	$P_9 = 216.40$	$M_8 = 348.77$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$	valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	3.591
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$	(attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	2.846
Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 50.79$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 =$	0.33 m
Carico sul terreno della fondazione:	$G_0 = 165.61$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 =$	1.45 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0.114 MPa	
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta =$	12.4°	

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1.37

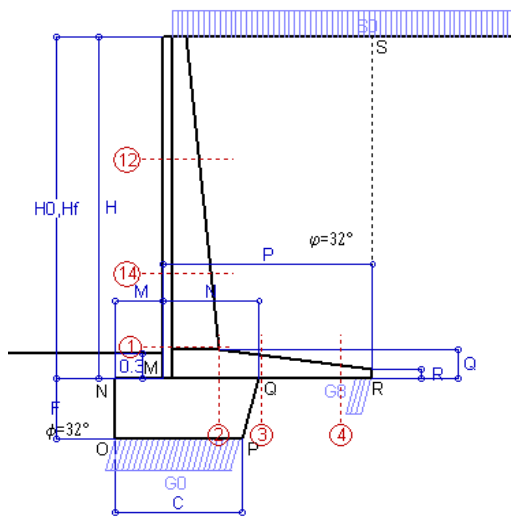
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	49.5	30.4	38.3	116.6	63.1	55.7	10.05	3.14	83	2.38	38	0.000
2	32.2	0.0	51.0	125.0	35.0	28.8	16.21	4.52	74	3.22	50	0.000
3	7.8	0.0	37.1	125.0	28.9	22.9	15.22	4.52	24	1.15	50	0.000
4	-10.5	0.0	0.0	125.0	20.7	14.6	6.94	4.52	147	5.58	50	0.000
12	3.5	8.0	6.3	114.0	41.0	34.1	11.82	3.14	7	0.37	38	0.000
14	23.7	20.6	23.3	115.8	54.3	45.6	9.56	3.14	51	1.61	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2.88^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.049$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.025$

Dati

$H_m = 4.00$ m
 $C = 1.45$ m
 $F = 0.70$ m
 $M = 0.55$ m
 $N = 1.10$ m
 $P = 2.40$ m
 $Q = 0.35$ m
 $U_1 = 0.0$ m
 $R = 0.12$ m

Acceleraz orizz. al suolo**Prefabbricato tipo u40NM**

Altezza della terra contro il pannello $H_0 = 4.00$ m
 Sovraccarico sul rilevato (20%) $S_0 = 4.0$ kN/m²
 Angolo d'attrito della terra $= \arctan(\tan \phi / 1.25) = 26.56^\circ$
 Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.500$
 Accelerazione massima locale $a_{max}/g = 0.204$
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.24$
 Pendenza del rilevato vicino al muro $l_9 = 0.0\%$
 Pendenza del rilevato lontano dal muro $l_8 = 0.0\%$

 $a_g/g = 0.136$ $H_0 = 4.00$ m $H = 4.00$ m $S_0 = 4.0$ kN/m² $= \arctan(\tan \phi / 1.25) = 26.56^\circ$ $R_0 = 0.500$ $a_{max}/g = 0.204$ $\beta_m = 0.24$ $l_9 = 0.0\%$ $l_8 = 0.0\%$ **Calcolo delle azioni sul terreno**

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma)

 $K_1 = 0.390$

agente su una sezione ideale R-S di altezza

 $H = 4.00$ m

Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale

 $O_3 = 7.21^\circ$

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)

 $K_3 = 0.271$

Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)

 $K_p = 2.53$ (Dati: $\phi = 26.56^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)**SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)****COMPONENTI**

	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	58.8	119.7	7.4	22.0
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	6.2	16.7	0.8	2.3
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.4	2.3	28.3	34.6
Peso terra e sovraccarico x 1	7.7	22.2	165.8	301.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1.3	0.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.3	0.5	26.5	20.5
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-12.0*	-4.0*	0.0*	0.0*
TOTALI (GEO)	76.7	161.7	228.8	380.9

TOTALI (EQU) con i coeff. di tab. 3

76.7 161.7 228.8 380.9

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G8 = 29.7$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.20$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G0 = 199.0$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1.45$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.137$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 15.8^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = 228.8 \cdot 0.5 + 12 = 126.4 > E_d = 76.7$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = 380.9 + 4 = 384.9 > E_d = 161.7$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = 249.1 > E_d = 109$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione:

Lato valle (punto M) $G6 = 108$ kNLato monte (punto Q) $G7 = 65$ kN**Verifica delle sezioni allo s.l.u.**

Freccia in cima al pannello mm 2.82

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)

 $K_0 = 0.375$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Ed} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , ctg Θ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	80.4	80.4	34.5	46.6	63.1	55.7	116.6	16.6	73°, 1.0	4.59	10.05	3.14	5.68	218.9	123.2
2	54.5	54.5	0.0	56.2	35.0	28.8	125.0	125.0	-	5.33	16.21	4.52	8.12	170.9	177.1
3	39.7	39.7	0.0	44.6	28.9	22.9	125.0	125.0	-	4.92	15.22	4.52	5.33	127.3	157.1
4	-3.2	-3.2	0.0	4.3	16.8	10.7	125.0	125.0	-	2.78	5.62	4.52	0.00	-27.5	65.9
12	6.8	8.1	9.2	9.8	41.0	34.1	114.0	14.0	73°, 1.0	3.74	10.33	3.14	3.96	134.5	55.1
14	40.0	45.9	23.5	29.7	54.3	45.6	115.8	15.8	73°, 1.0	3.90	8.61	3.14	3.96	152.9	69.0

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

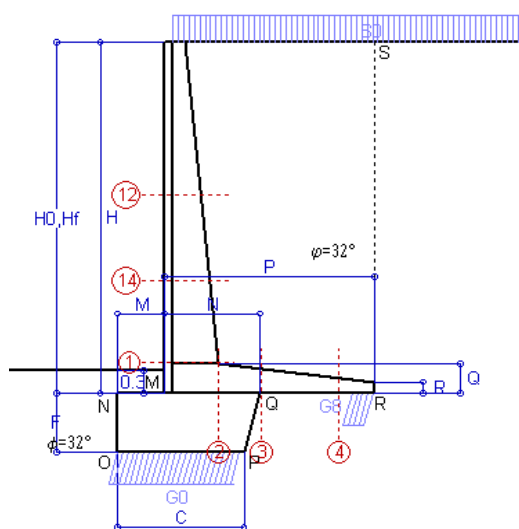
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{Ed} = M_{Ed}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)

Stabilimento San Pellegrino

ZOGNO (BG)



Dati

$H_m = 4.50$ m	Prefabbricato tipo u45NM	$H_0 = 4.50$ m
$C = 1.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.50$ m
$F = 0.75$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 0.60$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 32^\circ$
$N = 1.20$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 2.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.38$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_0 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 4.50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.181$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	76.8	172.9	0.0	0.0		
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	41.5	124.4	0.0	0.0		
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	44.7	61.5		
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	340.1	673.3		
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	1.3	0.3	0.0	0.0		
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	41.4	35.3		
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 = 119.6$	$M_9 = 297.6$	$P_9 = 426.2$	$M_8 = 770.1$		

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 62.6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.28$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 363.6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1.60$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.227$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 15.7^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = 426.2 \cdot 0.625 = 266.3 > E_d = 119.6$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 207$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 115$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Freccia in cima al pannello mm 6.27

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.275$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctg(⊖)	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	173.5	173.5	63.5	74.7	67.6	60.3	117.5	17.5	73°, 1.0	5.32	12.19	3.14	7.68	290.4	181.0
2	112.8	112.8	0.0	122.4	38.0	32.0	125.0	125.0	-	6.04	19.16	5.34	8.69	222.9	196.2
3	76.7	76.7	0.0	86.1	31.9	25.8	125.0	125.0	-	5.55	17.92	5.34	6.17	166.8	174.4
4	-6.7	-6.7	0.0	6.1	20.3	14.0	125.0	125.0	-	3.30	6.33	5.34	0.00	-38.3	86.4
12	30.2	34.7	23.4	26.5	46.0	39.1	114.8	14.8	73°, 1.0	4.05	10.68	3.14	3.96	160.8	59.3
14	87.5	98.2	42.6	48.7	56.9	48.2	116.4	16.4	73°, 1.0	4.30	9.74	3.14	3.96	184.9	69.3

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

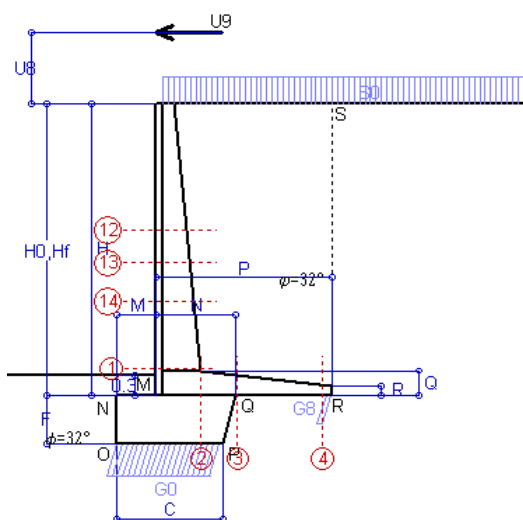
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed}=M_{edu}$ perché $ctg(\alpha)=ctg(\theta)=1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1=a_2=0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 1-Urto: urto sul sicurvia da 14.29 kN/cad a 1.10 m da terra

stabilimento San Pellegrino

ZOGNO (BG)



Dati

$H_m =$	4.50 m	Prefabbricato tipo u45NM	$H_0 =$	4.50 m
$C =$	1.60 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	4.50 m
$F =$	0.75 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	20.0 kN/m2
$M =$	0.60 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	32°
$N =$	1.20 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	19.0 kN/m3
$P =$	2.65 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m3
$Q =$	0.38 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.62
$U_v =$	1.10 m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 =$	14.29 kN/cad
$V_8 =$	0.00 m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 =$	0.00 kN/cad
$R =$	0.15 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.307
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	4.50 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.181

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	59.1	133.0	0.0	0.0		
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	27.7	83.0	0.0	0.0		
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	34.4	47.3		
Peso terra e sovraccarico x 1	0.0	0.0	253.5	502.2		
Forze concentrate (U_9+V_9) x 1	11.4	72.6	0.0	0.0		
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1.0	0.2	0.0	0.0		
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	31.9	27.1		
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$		
	99.2	288.8	319.7	576.7		

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	14.8 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$	0.09 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$	304.9 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$	1.60 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0.191 MPa			
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale	$\beta =$	17.2°			

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = 319.7 * 0.625 = 199.8 > Ed = 99.2$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 =$ 170 kN Lato monte (punto Q) $G_7 =$ 103 kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 =$ 0.275

Freccia in cima al pannello mm 9.58

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctg⊕	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	198.3	198.3	47.3	56.6	67.6	60.3	117.5	17.5	73°, 1.0	5.24	12.19	3.14	7.68	287.5	186.7
2	143.7	143.7	0.0	134.1	38.0	32.0	125.0	125.0	-	6.04	19.16	5.34	8.69	222.9	196.2
3	108.3	108.3	0.0	79.6	31.9	25.8	125.0	125.0	-	5.55	17.92	5.34	6.17	166.8	174.4
4	-0.5	-0.5	0.0	0.6	16.7	10.4	125.0	125.0	-	2.76	4.74	5.34	0.00	-28.5	67.5
12	64.9	69.9	17.2	21.6	46.0	39.1	114.8	14.8	73°, 1.0	4.02	10.68	3.14	3.96	160.2	61.7
13	87.5	94.4	23.4	28.2	51.0	43.5	115.6	15.6	73°, 1.0	4.01	9.55	3.14	3.96	160.7	67.3
14	121.9	131.8	31.6	37.0	56.9	48.2	116.4	16.4	73°, 1.0	4.25	9.74	3.14	3.96	183.4	73.1

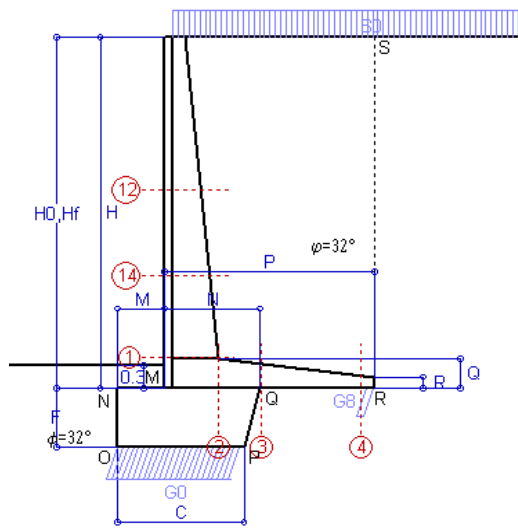
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Le sezioni sulla parete prefabbricata (come la 12) sono collocate poco sopra il piego di ogni ferro, senza più considerarne il contributo.

Norma: Italia: D.M. 14/1/08



Dati

$H_m = 4.50 \text{ m}$	Prefabbricato tipo u45NM	$H_0 = 4.50 \text{ m}$
$C = 1.60 \text{ m}$	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.50 \text{ m}$
$F = 0.75 \text{ m}$	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0 \text{ kN/m}^2$
$M = 0.60 \text{ m}$	Angolo d'attrito della terra $= \arctan(\tan \phi / 1.25) = 26.56^\circ$	
$N = 1.20 \text{ m}$	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0 \text{ kN/m}^3$
$P = 2.65 \text{ m}$	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0 \text{ kN/m}^3$
$Q = 0.38 \text{ m}$	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.500$
$R = 0.15 \text{ m}$	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.382$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 4.50 \text{ m}$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.245$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	73.5	165.4	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	44.7	134.1	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	34.4	47.3
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	269.4	532.8
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1.3	0.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	31.9	27.1
TOTALI (GEO)	$S_g = 119.5$	$M_g = 299.8$	$P_g = 335.6$	$M_g = 607.3$
TOTALI (EQU) con i coeff. di tab. 3	133.9	337.0		660.3

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 18.3 \text{ kN}$	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.11 \text{ m}$
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 317.3 \text{ kN}$	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1.60 \text{ m}$
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.198 \text{ MPa}$
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 19.6^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = 335.6 \cdot 0.5 = 167.8 > E_d = 133.9$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = 607.3 > E_d = 337$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = 397.9 > E_d = 237.7$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 169 \text{ kN}$ Lato monte (punto Q) $G_7 = 116 \text{ kN}$

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 6.65

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.340$

Sezione	Sollecitazioni esterne ⁽¹⁾				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri ⁽¹⁾				Sollecitazioni resistenti ⁽¹⁾	
	M _{Ed} ⁽¹⁾ sulla sez. naturale	M _{Edu} ⁽¹⁾ sulla sez. traslata	N _{Ed} ⁽²⁾	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctg⊖	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN	
1	176.6	176.6	51.3	75.7	67.6	60.3	117.5	17.5	73°, 1.0	5.26	12.19	3.14	7.68	288.3	181.0	
2	135.5	135.5	0.0	116.4	38.0	32.0	125.0	125.0	-	6.04	19.16	5.34	8.69	222.9	196.2	
3	106.8	106.8	0.0	81.2	31.9	25.8	125.0	125.0	-	5.55	17.92	5.34	6.17	166.8	174.4	
4	-0.7	-0.7	0.0	0.9	17.0	10.7	125.0	125.0	-	2.80	4.89	5.34	0.00	-29.5	69.0	
12	31.4	36.0	19.0	27.5	46.0	39.1	114.8	14.8	73°, 1.0	4.03	10.68	3.14	3.96	160.3	59.1	
14	89.8	100.7	34.6	49.7	56.9	48.2	116.4	16.4	73°, 1.0	4.26	9.74	3.14	3.96	183.8	69.2	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{Ed} = M_{Edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

-- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino
ZOGNO (BG)

Dati

$H_m =$	4.50 m	Prefabbricato tipo	u45NM	$H_0 =$	4.50 m
$C =$	1.60 m	Altezza della terra contro il pannello		$H =$	4.50 m
$F =$	0.75 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	32°	
$M =$	0.60 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	20.0 kN/m ²	
$N =$	1.20 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	19.0 kN/m ³	
$P =$	2.65 m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³	
$Q =$	0.38 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.62	

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.307
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 =$	4.50 m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.181

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
59.11	132.99	0.00	0.00
27.65	82.96	0.00	0.00
0.00	0.00	34.37	47.32
0.00	0.00	253.45	502.22
0.97	0.24	0.00	0.00
0.00	0.00	31.88	27.13
$S_9 =$	87.73	$P_9 =$	319.70
$M_9 =$	216.20	$M_8 =$	576.66

Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1
**non sommati*

Totale

GRADO di stabilità al ribaltamento	$\eta_{rib} =$	valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	2.498
GRADO di stabilità allo scorrimento	$\eta_{scorr} =$	(attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	2.277
Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	49.90 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 =$ 0.29 m
Carico sul terreno della fondazione:	$G_0 =$	269.80 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio.	$C_8 =$ 1.60 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0.169 MPa		
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta =$	15.3°		

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 3.95

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 =$ 0.275

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	125.7	47.3	74.9	117.5	67.6	60.3	12.19	3.14	167	4.77	38	0.119
2	81.7	0.0	120.9	125.0	38.0	32.0	19.16	5.34	143	6.44	51	0.125
3	53.0	0.0	89.3	125.0	31.9	25.8	17.92	5.34	124	6.10	51	0.000
4	-5.9	0.0	0.0	125.0	20.6	14.3	6.48	5.34	72	2.96	51	0.000
12	21.4	17.2	24.2	114.8	46.0	39.1	11.91	3.14	45	1.68	38	0.000
14	62.8	31.6	47.9	116.4	56.9	48.2	10.18	3.14	125	3.69	38	0.074

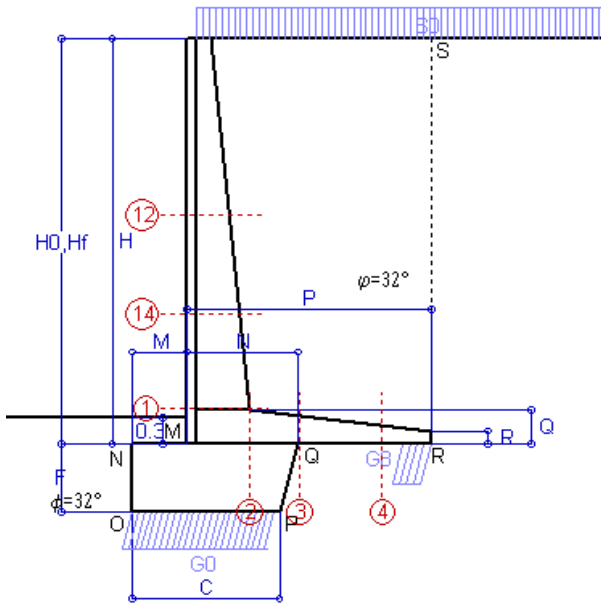
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

-- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino

ZOGNO (BG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1
*non sommati

Totale

Dati

$H_m = 4.50$ m	Prefabbricato tipo u45NM	$H_0 = 4.50$ m
$C = 1.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.50$ m
$F = 0.75$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 32^\circ$
$M = 0.60$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 1.20$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 2.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.38$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 4.50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.181$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
59.11	132.99	0.00	0.00
20.74	62.22	0.00	0.00
0.00	0.00	34.37	47.32
0.00	0.00	240.20	476.71
0.97	0.24	0.00	0.00
0.00	0.00	31.88	27.13
$S_9 = 80.82$	$M_9 = 195.46$	$P_9 = 306.45$	$M_8 = 551.16$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	2.655
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	2.369
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$ 52.68 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 =$	0.31 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$ 253.76 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 =$	1.60 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0.159 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta =$	14.8°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 3.45

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

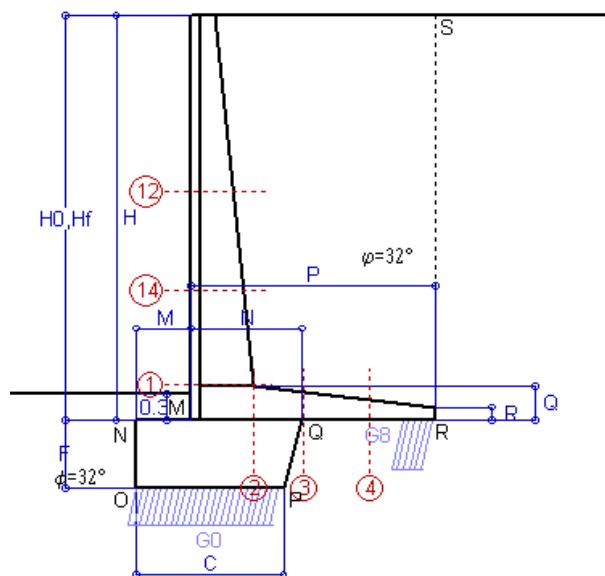
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	112.2	44.8	68.5	117.5	67.6	60.3	12.19	3.14	149	4.27	38	0.099
2	72.9	0.0	107.9	125.0	38.0	32.0	19.16	5.34	128	5.75	51	0.000
3	43.2	0.0	79.4	125.0	31.9	25.8	17.92	5.34	101	4.98	51	0.000
4	-7.3	0.0	0.0	125.0	21.2	14.9	6.73	5.34	87	3.47	51	0.000
12	18.2	16.0	21.0	114.8	46.0	39.1	11.82	3.14	38	1.44	38	0.000
14	55.0	29.7	43.0	116.4	56.9	48.2	10.09	3.14	110	3.26	38	0.055

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

-- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino
ZOGNO (BG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1
*non sommati

Totale

Dati

$H_m = 4.50$ m	Prefabbricato tipo u45NM	$H_0 = 4.50$ m
$C = 1.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.50$ m
$F = 0.75$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 32^\circ$
$M = 0.60$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.20$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 2.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.38$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 4.50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.181$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
59.11	132.99	0.00	0.00
0.00	0.00	34.37	47.32
0.00	0.00	200.45	400.20
0.97	0.24	0.00	0.00
0.00	0.00	31.88	27.13
$S_9 = 60.08$	$M_9 = 133.24$	$P_9 = 266.70$	$M_8 = 474.64$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	3.458
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	2.774
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$ 60.88 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 =$	0.36 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$ 205.81 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. $C_8 =$	1.60 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0.129 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta =$	12.7°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1.98

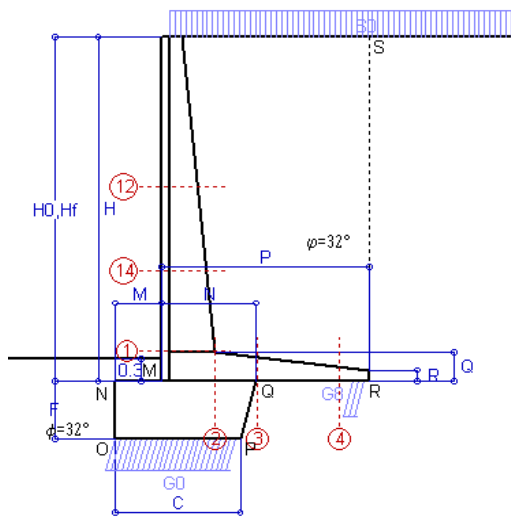
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	71.8	37.2	49.2	117.5	67.6	60.3	12.19	3.14	93	2.76	38	0.000
2	46.6	0.0	69.0	125.0	38.0	32.0	19.16	5.34	82	3.68	51	0.000
3	14.5	0.0	49.7	125.0	31.9	25.8	17.92	5.34	34	1.67	51	0.000
4	-13.5	0.0	0.0	125.0	23.3	17.0	7.66	5.34	143	5.24	51	0.000
12	8.5	12.3	11.6	114.8	46.0	39.1	11.64	3.14	17	0.71	38	0.000
14	31.6	24.0	28.4	116.4	56.9	48.2	9.91	3.14	62	1.92	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2.88^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.049$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.025$

Dati

$H_m = 4.50$ m
 $C = 1.60$ m
 $F = 0.75$ m
 $M = 0.60$ m
 $N = 1.20$ m
 $P = 2.65$ m
 $Q = 0.38$ m
 $U_1 = 0.00$ m
 $R = 0.15$ m

Acceleraz orizz. al suolo**Prefabbricato tipo u45NM**

Altezza della terra contro il pannello $H_0 = 4.50$ m
 Sovraccarico sul rilevato (20%) $S_0 = 4.0$ kN/m²
 Angolo d'attrito della terra $= \arctan(\tan \phi / 1.25) = 26.56^\circ$
 Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.500$
 Accelerazione massima locale $a_{max}/g = 0.204$
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.24$
 Pendenza del rilevato vicino al muro $l_9 = 0.0\%$
 Pendenza del rilevato lontano dal muro $l_8 = 0.0\%$

 $a_g/g = 0.136$ $H_0 = 4.50$ m $H = 4.50$ m $S_0 = 4.0$ kN/m² $= \arctan(\tan \phi / 1.25) = 26.56^\circ$ $R_0 = 0.500$ $a_{max}/g = 0.204$ $\beta_m = 0.24$ $l_9 = 0.0\%$ $l_8 = 0.0\%$ **Calcolo delle azioni sul terreno**

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma)

 $K_1 = 0.390$

agente su una sezione ideale R-S di altezza

 $H = 4.50$ m

Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale

 $O_3 = 7.21^\circ$

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)

 $K_3 = 0.277$

Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)

 $K_p = 2.53$ (Dati: $\phi = 26.56^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)**SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)****COMPONENTI**

	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	74.5	167.6	9.4	30.6
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	7.0	20.9	0.9	2.9
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.7	3.0	33.9	46.2
Peso terra e sovraccarico x 1	9.6	30.8	205.6	410.3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1.5	0.4	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.5	0.6	31.1	26.5
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-13.3*	-4.6*	0.0*	0.0*
TOTALI (GEO)	95.7	223.3	280.9	516.4

TOTALI (EQU) con i coeff. di tab. 3

95.7 223.3 280.9 516.4

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G8 = 34.3$ kN
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G0 = 246.6$ kN
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.154$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 16.4^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

 $Rd = 280.9 \cdot 0.5 + 13.3 = 153.7 > Ed = 95.7$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

 $Rd = 516.4 + 4.6 = 521.1 > Ed = 223.3$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

 $Rd = 340.1 > Ed = 152.8$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione:

Lato valle (punto M) $G6 = 132$ kNLato monte (punto Q) $G7 = 83$ kN**Verifica delle sezioni allo s.l.u.**

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)

Freccia in cima al pannello mm 3.97

 $K_0 = 0.375$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Ed} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , ctg Θ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	114.4	114.4	42.2	58.2	67.6	60.3	117.5	17.5	73°, 1.0	5.21	12.19	3.14	7.68	286.6	184.0
2	80.3	80.3	0.0	78.4	38.0	32.0	125.0	125.0	-	6.04	19.16	5.34	8.69	222.9	196.2
3	59.3	59.3	0.0	60.1	31.9	25.8	125.0	125.0	-	5.55	17.92	5.34	6.17	166.8	174.4
4	-3.8	-3.8	0.0	3.7	19.4	13.1	125.0	125.0	-	3.17	5.95	5.34	0.00	-36.0	81.1
12	15.4	18.1	14.1	16.4	46.0	39.1	114.8	14.8	73°, 1.0	4.01	10.68	3.14	3.96	159.9	61.6
14	52.7	60.1	27.3	35.2	56.9	48.2	116.4	16.4	73°, 1.0	4.23	9.74	3.14	3.96	182.7	72.0

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

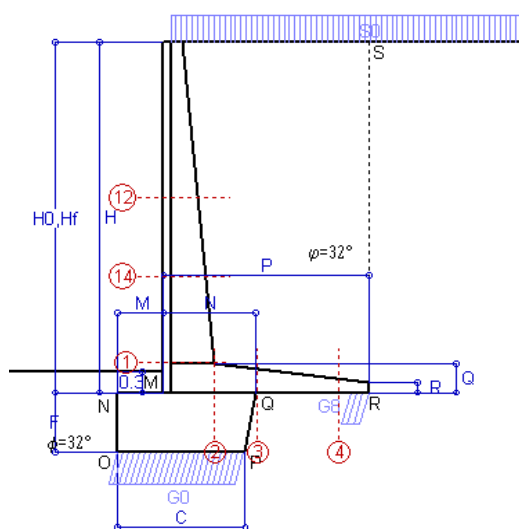
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{Ed} = M_{Ed}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)

ZOGNO (BG)



Dati

$H_m =$	5.00 m	Prefabbricato tipo u50NM	$H_0 =$	5.00 m
$C =$	1.80 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	5.00 m
$F =$	0.85 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	20.0 kN/m ²
$M =$	0.65 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	32°
$N =$	1.30 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	19.0 kN/m ³
$P =$	2.90 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.41 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.62
$R =$	0.15 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_b =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.307
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	5.00 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.210

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	94.9	238.7	0.0	0.0		
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	46.1	154.4	0.0	0.0		
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	51.7	77.8		
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	405.9	875.7		
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	1.9	0.5	0.0	0.0		
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	51.8	48.6		
TOTALI (GEO e STR)	$S_g =$	$M_g =$	$P_g =$	$M_g =$		
	142.8	393.7	509.4	1 002.1		

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	65.8 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$	0.27 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$	443.5 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$	1.80 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff				$\sigma_t =$	0.246 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale				$\beta =$	15.7°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = 509.4 \cdot 0.625 = 318.3 > E_d = 142.8$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 237$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 154$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Freccia in cima al pannello mm 8.19

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.275$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1)	M_{Ed} (1)	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H	d	B5	b_w	staffe	X1	A1	A2	A4	M_{Rd}	V_{Rd}
	sulla sez. naturale	sulla sez. traslata			altezza totale	altezza utile	lato compresso	larghezza taglio	$\alpha^\circ, \text{ctg}\alpha$	asse neutro	lato terrapieno	lato facc. o infer. platea	staffe	baricentrico	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	229.7	229.7	74.9	88.5	72.1	64.8	118.4	18.4	73°, 1.0	5.98	14.51	3.14	7.32	371.4	182.4
2	155.7	155.7	0.0	149.1	41.0	34.7	125.0	125.0	-	6.58	21.49	5.34	9.57	270.0	211.4
3	116.3	116.3	0.0	106.8	34.1	27.8	125.0	125.0	-	5.99	20.05	5.34	6.63	200.4	187.3
4	-7.0	-7.0	0.0	6.6	20.2	13.9	125.0	125.0	-	3.30	6.34	5.34	0.00	-38.2	86.0
12	40.7	46.4	27.6	31.5	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	4.09	10.30	3.14	3.96	165.6	62.2
14	109.0	122.0	48.4	55.4	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.73	11.37	3.14	3.96	226.9	72.1

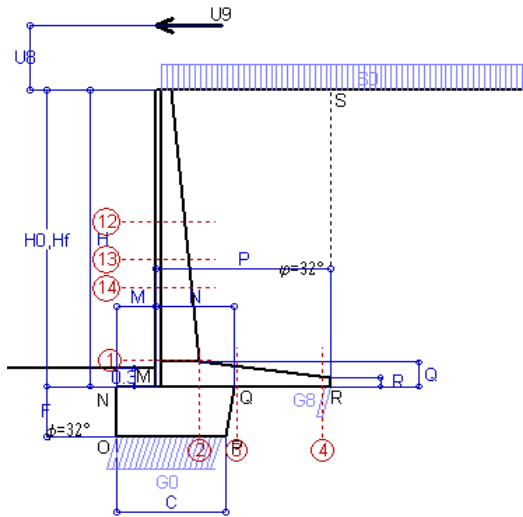
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed}=M_{du}$ perché $\text{ctg}(\alpha)=\text{ctg}(\theta)=1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1=a_2=0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08



Dati

$H_m =$	5.00 m	Prefabbricato tipo u50NM	$H_0 =$	5.00 m
$C =$	1.80 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	5.00 m
$F =$	0.85 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	20.0 kN/m2
$M =$	0.65 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	32°
$N =$	1.30 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	19.0 kN/m3
$P =$	2.90 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m3
$Q =$	0.41 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.62
$U_v =$	1.10 m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 =$	14.29 kN/cad
$V_8 =$	0.00 m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 =$	0.00 kN/cad
$R =$	0.15 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.307
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	5.00 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.210

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	73.0	183.7	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	30.7	102.9	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	39.8	59.8
Peso terra e sovraccarico x 1	0.0	0.0	303.3	654.9
Forze concentrate (U_9+V_9) x 1	11.4	79.5	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1.4	0.4	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	39.8	37.4
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$
	116.6	366.4	382.9	752.1

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	G8 = 17.5 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	Q8 = 0.09 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	G0 = 365.4 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	C8 = 1.80 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			σ_t = 0.203 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			β = 16.9°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = 382.9 \cdot 0.625 = 239.3 > Ed = 116.6$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 =$ 192 kN Lato monte (punto Q) $G_7 =$ 134 kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Freccia in cima al pannello mm 11.55

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

$K_0 =$ 0.275

Sezione	Sollecitazioni esterne ⁽¹⁾				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri ⁽¹⁾			Sollecitazioni resistenti ⁽¹⁾	
	M _{Ed} ⁽¹⁾ sulla sez. naturale	M _{Edu} ⁽¹⁾ sulla sez. traslata	N _{Ed} ⁽²⁾	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctg⊖	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	246.2	246.2	55.9	66.8	72.1	64.8	118.4	18.4	73°, 1.0	5.89	14.51	3.14	7.32	367.8	189.0
2	184.0	184.0	0.0	153.5	41.0	34.7	125.0	125.0	-	6.58	21.49	5.34	9.57	270.0	211.4
3	144.1	144.1	0.0	93.6	34.1	27.8	125.0	125.0	-	5.99	20.05	5.34	6.63	200.4	187.3
4	-0.7	-0.7	0.0	0.9	16.8	10.5	125.0	125.0	-	2.79	4.84	5.34	0.00	-29.0	68.3
12	76.2	82.2	20.4	25.0	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	4.06	10.30	3.14	3.96	164.8	64.9
13	109.1	118.0	28.7	34.1	54.7	47.2	116.3	16.3	73°, 1.0	4.19	9.70	3.14	3.96	178.0	72.1
14	141.6	153.3	35.9	41.8	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.67	11.37	3.14	3.96	225.0	76.3

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

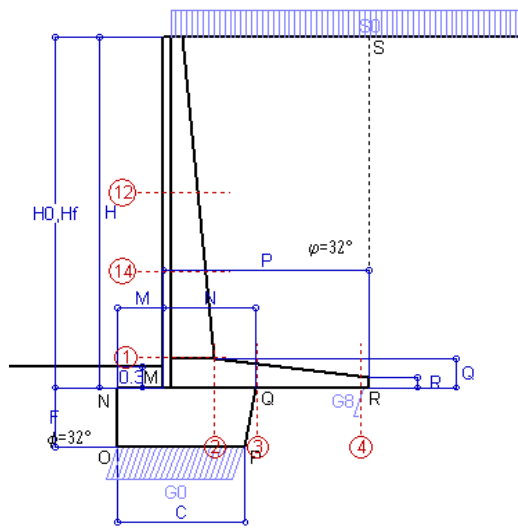
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Le sezioni sulla parete prefabbricata (come la 12) sono collocate poco sopra il piego di ogni ferro, senza più considerarne il contributo.

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

ZOGNO (BG)



Dati

$H_m =$	5.00 m	Prefabbricato tipo u50NM	$H_0 =$	5.00 m
$C =$	1.80 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	5.00 m
$F =$	0.85 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	20.0 kN/m ²
$M =$	0.65 m	Angolo d'attrito della terra $= \arctan(\tan \varphi / 1.25) =$	$\varphi =$	26.56°
$N =$	1.30 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	19.0 kN/m ³
$P =$	2.90 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.41 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.500
$R =$	0.15 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_b =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.382
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	5.00 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.274

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	90.7	228.3	0.0	0.0		
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	49.7	166.4	0.0	0.0		
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	39.8	59.8		
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	320.7	691.4		
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1.9	0.5	0.0	0.0		
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	39.8	37.4		
TOTALI (GEO)	S_g =	M_g =	P_g =	M_g =		
	142.3	395.3	400.3	788.6		
TOTALI (EQU) con i coeff. di tab. 3	159.2	443.7		856.6		

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	14.3 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$	0.08 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$	386.0 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$	1.80 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff				$\sigma_t =$	0.214 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale				$\beta =$	19.6°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = 400.3 \cdot 0.5 = 200.1 > E_d = 159.2$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = 788.6 > E_d = 443.7$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = 517.0 > E_d = 310.2$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 192$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 154$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 8.65

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.340$

Sezione	Sollecitazioni esterne ⁽¹⁾				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri ⁽¹⁾			Sollecitazioni resistenti ⁽¹⁾	
	M _{Ed} ⁽¹⁾ sulla sez. naturale	M _{Edu} ⁽¹⁾ sulla sez. traslata	N _{Ed} ⁽²⁾	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctg⊖	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	233.0	233.0	60.5	89.4	72.1	64.8	118.4	18.4	73°, 1.0	5.91	14.51	3.14	7.32	368.7	182.4
2	187.6	187.6	0.0	140.2	41.0	34.7	125.0	125.0	-	6.58	21.49	5.34	9.57	270.0	211.4
3	155.2	155.2	0.0	97.8	34.1	27.8	125.0	125.0	-	5.99	20.05	5.34	6.63	200.4	187.3
4	-0.4	-0.4	0.0	0.6	16.5	10.2	125.0	125.0	-	2.74	4.67	5.34	0.00	-28.0	66.7
12	42.1	48.0	22.5	32.4	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	4.07	10.30	3.14	3.96	165.0	62.1
14	111.6	124.7	39.2	56.4	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.68	11.37	3.14	3.96	225.5	72.0

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

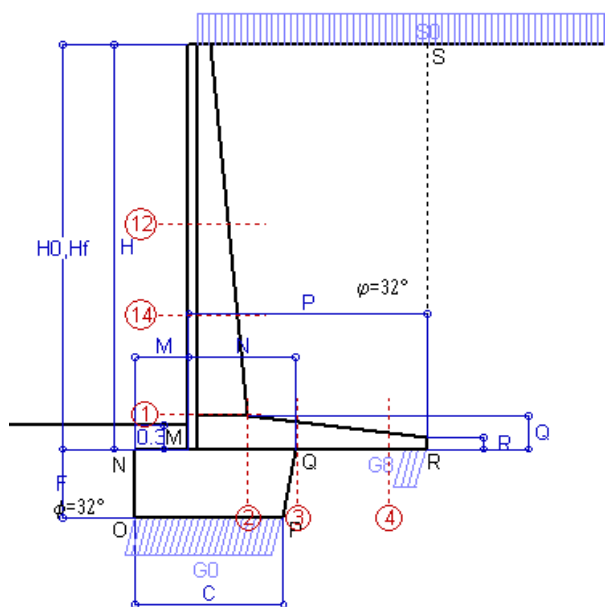
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{Ed} = M_{Edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

-- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino
ZOGNO (BG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1
*non sommati

Totale

Dati

$H_m = 5.00$ m	Prefabbricato tipo u50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 1.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 0.85$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 32^\circ$
$M = 0.65$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 1.30$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 5.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.210$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
72.97	183.65	0.00	0.00
30.73	102.93	0.00	0.00
0.00	0.00	39.78	59.83
0.00	0.00	303.27	654.88
1.44	0.41	0.00	0.00
0.00	0.00	39.84	37.37
$S_9 = 105.14$	$M_9 = 286.99$	$P_9 = 382.89$	$M_8 = 752.08$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$	valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	2.478
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$	(attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	2.276
Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 52.91$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 =$	0.28 m
Carico sul terreno della fondazione:	$G_0 = 329.98$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 =$	1.80 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff		$\sigma_t =$	0.183 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione		$\beta =$	15.4°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 5.19

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		T E N S I O N I		FESSURAZIONE	
	Mom.flett.baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	167.1	55.9	90.1	118.4	72.1	64.8	14.51	3.14	174	5.20	38	0.131
2	110.5	0.0	150.7	125.0	41.0	34.7	21.49	5.34	160	7.29	51	0.164
3	81.5	0.0	116.9	125.0	34.1	27.8	20.05	5.34	158	7.89	51	0.164
4	-6.2	0.0	0.0	125.0	20.6	14.3	6.51	5.34	77	3.15	51	0.000
12	29.0	20.4	29.2	115.4	48.4	41.6	12.00	3.14	57	2.04	38	0.000
14	78.5	35.9	55.3	117.1	59.6	50.9	11.37	3.14	133	4.02	38	0.088

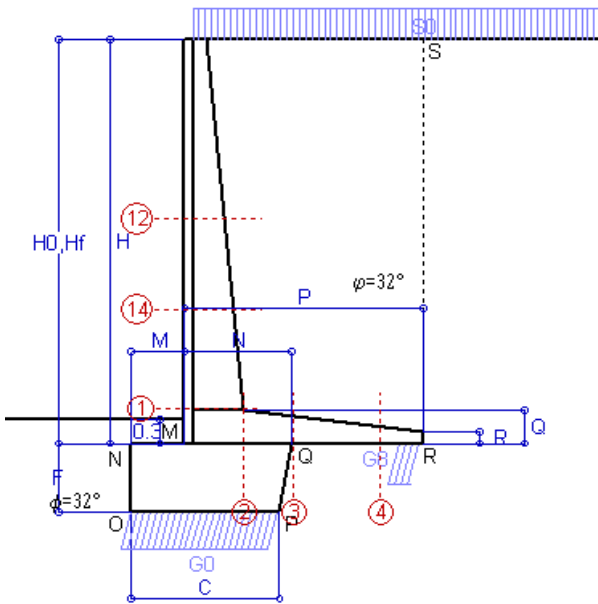
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

-- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino

ZOGNO (BG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1
**non sommati*

Totale

Dati

$H_m = 5.00$ m	Prefabbricato tipo u50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 1.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 0.85$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 32^\circ$
$M = 0.65$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 1.30$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 5.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.210$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
72.97	183.65	0.00	0.00
23.04	77.20	0.00	0.00
0.00	0.00	39.78	59.83
0.00	0.00	288.77	624.43
1.44	0.41	0.00	0.00
0.00	0.00	39.84	37.37
S₉ = 97.46	M₉ = 261.26	P₉ = 368.39	M₈ = 721.63

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$	valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	2.626
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$	(attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	2.362
Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 56.60$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 =$	0.30 m
Carico sul terreno della fondazione:	$G_0 = 311.79$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 =$	1.80 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0.173 MPa	
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta =$	14.8°	

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 4.57

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	150.3	53.1	82.9	118.4	72.1	64.8	14.51	3.14	156	4.69	38	0.112
2	97.7	0.0	135.5	125.0	41.0	34.7	21.49	5.34	141	6.45	51	0.122
3	68.5	0.0	105.1	125.0	34.1	27.8	20.05	5.34	133	6.63	51	0.110
4	-7.9	0.0	0.0	125.0	21.2	14.9	6.79	5.34	94	3.73	51	0.000
12	24.8	19.0	25.7	115.4	48.4	41.6	12.36	3.14	47	1.74	38	0.000
14	69.2	33.8	49.9	117.1	59.6	50.9	11.37	3.14	116	3.55	38	0.068

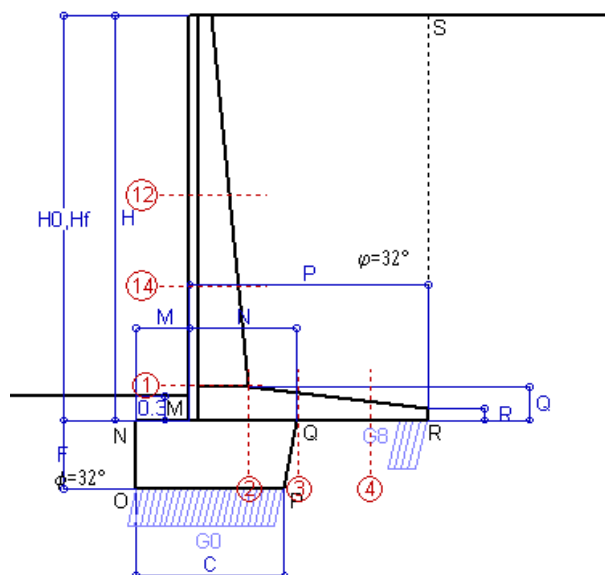
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

-- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino
ZOGNO (BG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1
**non sommati*

Totale

Dati

$H_m = 5.00$ m	Prefabbricato tipo u50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 1.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 0.85$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 32^\circ$
$M = 0.65$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.30$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 5.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.210$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
72.97	183.65	0.00	0.00
0.00	0.00	39.78	59.83
0.00	0.00	245.27	533.08
1.44	0.41	0.00	0.00
0.00	0.00	39.84	37.37
$S_9 = 74.41$	$M_9 = 184.06$	$P_9 = 324.89$	$M_8 = 630.28$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 3.352
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2.728
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 67.54$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.36$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 257.35$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. $C_8 = 1.80$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.143$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12.9^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 2.72

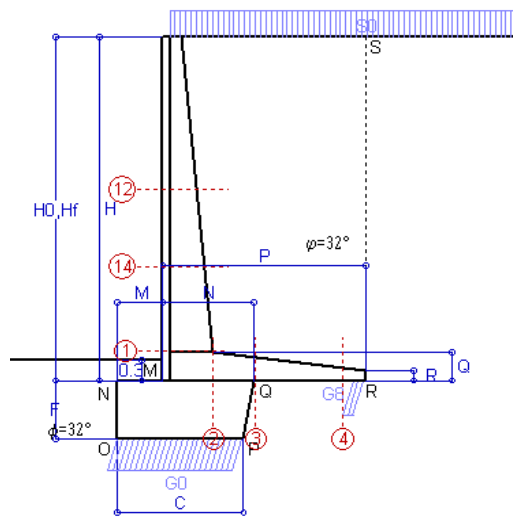
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. im. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	99.8	44.6	61.3	118.4	72.1	64.8	14.51	3.14	102	3.15	38	0.050
2	64.9	0.0	90.0	125.0	41.0	34.7	21.49	5.34	94	4.28	51	0.000
3	30.3	0.0	70.1	125.0	34.1	27.8	20.05	5.34	59	2.93	51	0.000
4	-14.9	0.0	0.0	125.0	23.5	17.2	7.80	5.34	157	5.73	51	0.000
12	12.4	14.8	15.0	115.4	48.4	41.6	12.57	3.14	22	0.89	38	0.000
14	41.3	27.6	33.9	117.1	59.6	50.9	11.37	3.14	67	2.15	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2.88^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.049$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.025$

Dati

$H_m = 5.00$ m
 $C = 1.80$ m
 $F = 0.85$ m
 $M = 0.65$ m
 $N = 1.30$ m
 $P = 2.90$ m
 $Q = 0.41$ m
 $U_1 = 0.0$ m
 $R = 0.15$ m

Acceleraz orizz. al suolo**Prefabbricato tipo u50NM**

Altezza della terra contro il pannello $H_0 = 5.00$ m
 Sovraccarico sul rilevato (20%) $S_0 = 4.0$ kN/m²
 Angolo d'attrito della terra $= \arctan(\tan \phi / 1.25) = 26.56^\circ$
 Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.500$
 Accelerazione massima locale $a_{max}/g = 0.204$
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.24$
 Pendenza del rilevato vicino al muro $l_9 = 0.0\%$
 Pendenza del rilevato lontano dal muro $l_8 = 0.0\%$

 $a_g/g = 0.136$ **Calcolo delle azioni sul terreno**

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.390$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 5.00$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 7.21^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.307$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2.53$
 (Dati: $\phi = 26.56^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		ORIZZONTALI		VERTICALI	
			Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	91.9	231.4	11.6	41.3		
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	7.7	25.9	1.0	3.5		
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.9	3.8	39.2	58.4		
Peso terra e sovraccarico x 1	11.7	42.0	250.2	543.8		
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.2	0.6	0.0	0.0		
Peso della fondazione x 1	1.9	0.8	38.9	36.5		
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-15.9*	-6.1*	0.0*	0.0*		
<i>*non sommati</i>						
TOTALI (GEO)	117.4	304.6	341.0	683.4		
TOTALI (EQU) con i coeff. di tab. 3	117.4	304.6		683.4		

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 33.8$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.18$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 307.2$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1.80$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.171$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 16.6^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = 341 \cdot 0.5 + 15.9 = 186.4 > E_d = 117.4$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = 683.4 + 6.1 = 689.5 > E_d = 304.6$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = 450.6 > E_d = 206.9$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione:

Lato valle (punto M) $G_6 = 154$ kN

Lato monte (punto Q) $G_7 = 114$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) $K_0 = 0.375$

Freccia in cima al pannello mm 5.38

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Ed} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , ctg Θ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	156.9	156.9	50.5	71.0	72.1	64.8	118.4	18.4	73°, 1.0	5.86	14.51	3.14	7.32	366.7	185.4
2	118.1	118.1	0.0	97.5	41.0	34.7	125.0	125.0	-	6.58	21.49	5.34	9.57	270.0	211.4
3	93.5	93.5	0.0	75.6	34.1	27.8	125.0	125.0	-	5.99	20.05	5.34	6.63	200.4	187.3
4	-3.4	-3.4	0.0	3.5	19.0	12.7	125.0	125.0	-	3.11	5.81	5.34	0.00	-35.0	78.6
12	21.8	25.4	16.9	20.4	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	4.04	10.30	3.14	3.96	164.4	64.7
14	67.7	76.9	31.3	41.1	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.64	11.37	3.14	3.96	224.3	74.8

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

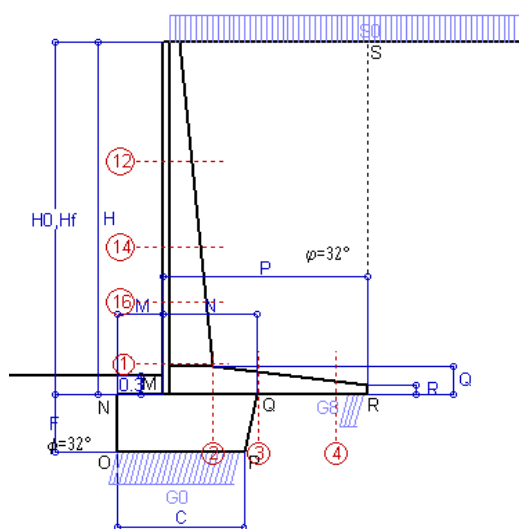
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{Ed} = M_{Ed}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)

ZOGNO (BG)



Dati

$H_m =$	5.50 m	Prefabbricato tipo u55NM	$H_0 =$	5.50 m
$C =$	1.95 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	5.50 m
$F =$	0.90 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	20.0 kN/m ²
$M =$	0.70 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	32°
$N =$	1.45 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	19.0 kN/m ³
$P =$	3.15 m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.44 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.62
$R =$	0.15 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_0 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.307
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	5.50 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.195

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	114.8	313.8	0.0	0.0		
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	50.7	185.0	0.0	0.0		
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	59.2	97.0		
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	477.5	1 114.8		
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	2.0	0.6	0.0	0.0		
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	60.0	61.5		
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$		
	167.4	499.4	596.6	1 273.3		

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	77.5 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$	0.29 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$	519.1 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$	1.95 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff				$\sigma_t =$	0.266 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale				$\beta =$	15.7°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = 596.6 \cdot 0.625 = 372.8 > E_d = 167.4$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 285$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 175$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Freccia in cima al pannello mm 10.36

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

$K_0 =$ 0.275

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctg⊖	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	295.4	295.4	86.8	102.8	76.6	68.7	118.4	18.4	73°, 1.0	6.70	17.34	3.83	6.98	469.1	180.7
2	196.7	196.7	0.0	181.5	44.5	38.1	125.0	125.0	-	7.27	24.44	6.16	10.31	336.2	230.2
3	138.3	138.3	0.0	119.5	36.0	29.7	125.0	125.0	-	6.47	22.34	6.16	7.01	236.7	199.7
4	-9.2	-9.2	0.0	8.8	20.9	14.6	125.0	125.0	-	3.85	7.87	6.16	0.00	-45.6	89.9
12	27.0	31.0	21.9	24.8	44.7	37.9	114.6	14.6	73°, 1.0	3.86	9.75	3.83	3.96	142.6	57.6
14	97.9	109.6	45.4	51.9	58.0	49.3	116.4	16.4	73°, 1.0	4.56	10.78	3.83	3.96	208.4	70.4
16	177.5	197.8	64.1	74.5	66.6	58.3	117.6	17.6	73°, 1.0	5.81	15.33	3.83	5.07	348.7	108.1

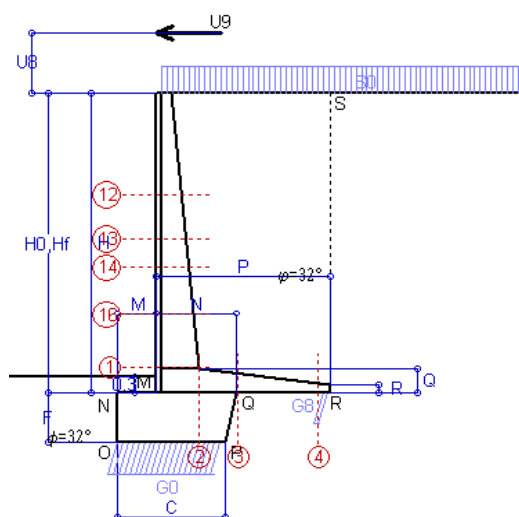
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed}=M_{edu}$ perché $ctg(\alpha)=ctg(\theta)=1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1=0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

**Dati**

$H_m =$	5.50 m	Prefabbricato tipo u55NM	$H_0 =$	5.50 m
$C =$	1.95 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	5.50 m
$F =$	0.90 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	20.0 kN/m ²
$M =$	0.70 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	32°
$N =$	1.45 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	19.0 kN/m ³
$P =$	3.15 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.44 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.62
$U_v =$	1.10 m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 =$	14.29 kN/cad
$V_8 =$	0.00 m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 =$	0.00 kN/cad
$R =$	0.15 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.307
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	5.50 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.195

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	88.3	241.3	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	33.8	123.4	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	45.5	74.6
Peso terra e sovraccarico x 1	0.0	0.0	357.6	835.5
Forze concentrate (U_9+V_9) x 1	11.4	85.7	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1.5	0.5	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	46.1	47.3
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$
	135.0	450.9	449.2	957.4

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	G8 = 27.0 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	Q8 = 0.13 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	G0 = 422.2 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	C8 = 1.95 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t =$ 0.217 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta =$ 16.7°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = 449.2 \cdot 0.625 = 280.7 > E_d = 135$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 228$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 148$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) Freccia in cima al pannello mm 13.76
 $K_0 = 0.275$

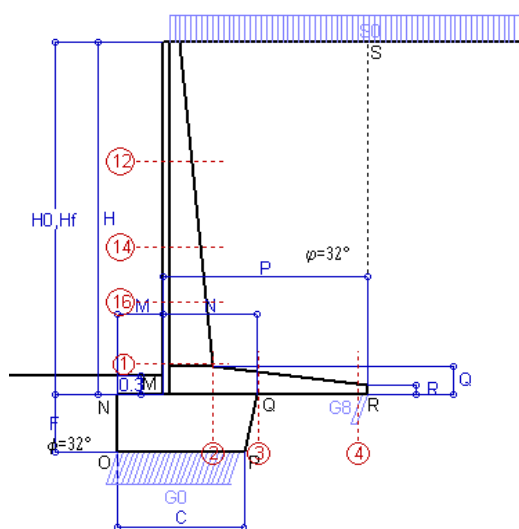
Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctg(⊖)	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	301.2	301.2	64.8	77.3	76.6	68.7	118.4	18.4	73°, 1.0	6.60	17.34	3.83	6.98	464.5	188.3
2	219.2	219.2	0.0	178.5	44.5	38.1	125.0	125.0	-	7.27	24.44	6.16	10.31	336.2	230.2
3	162.5	162.5	0.0	102.5	36.0	29.7	125.0	125.0	-	6.47	22.34	6.16	7.01	236.7	199.7
4	-1.5	-1.5	0.0	1.9	17.7	11.4	125.0	125.0	-	3.43	6.37	6.16	0.00	-36.0	75.3
12	61.3	65.9	16.1	20.4	44.7	37.9	114.6	14.6	73°, 1.0	3.84	9.75	3.83	3.96	142.0	59.8
13	99.2	107.1	26.2	31.3	52.8	45.3	115.7	15.7	73°, 1.0	4.14	9.75	3.83	3.96	171.5	69.6
14	131.4	142.2	33.7	39.2	58.0	49.3	116.4	16.4	73°, 1.0	4.51	10.78	3.83	3.96	206.7	74.4
16	201.8	219.3	47.8	55.9	66.6	58.3	117.6	17.6	73°, 1.0	5.74	15.33	3.83	5.07	346.0	113.7

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Le sezioni sulla parete prefabbricata (come la 12) sono collocate poco sopra il piego di ogni ferro, senza più considerarne il contributo. Norma: Italia: D.M. 14/1/08



Dati

$H_m =$	5.50 m	Prefabbricato tipo u55NM	$H_0 =$	5.50 m
$C =$	1.95 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	5.50 m
$F =$	0.90 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	20.0 kN/m ²
$M =$	0.70 m	Angolo d'attrito della terra $= \arctan(\tan \varphi / 1.25) =$	$\varphi =$	26.56°
$N =$	1.45 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	19.0 kN/m ³
$P =$	3.15 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.44 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.500
$R =$	0.15 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_0 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.382
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	5.50 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.259

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	109.8	300.1	0.0	0.0		
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	54.6	199.4	0.0	0.0		
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	45.5	74.6		
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	376.5	878.5		
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.0	0.6	0.0	0.0		
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	46.1	47.3		
TOTALI (GEO)	S_g =	M_g =	P_g =	M_g =		
	166.4	500.1	468.1	1 000.4		
TOTALI (EQU) con i coeff. di tab. 3	186.0	560.8		1 086.1		

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	17.5 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$	0.08 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$	450.7 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$	1.95 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$				0.231 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale	$\beta =$				19.6°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = 468.1 \cdot 0.5 = 234.0 > E_d = 186$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = 1000.4 > E_d = 560.8$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = 657.7 > E_d = 395.4$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 231$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 174$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 10.92

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

$K_0 =$ 0.340

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctg(⊖)	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	298.9	298.9	70.0	103.5	76.6	68.7	118.4	18.4	73°, 1.0	6.63	17.34	3.83	6.98	465.6	180.8
2	236.0	236.0	0.0	170.7	44.5	38.1	125.0	125.0	-	7.27	24.44	6.16	10.31	336.2	230.2
3	186.8	186.8	0.0	108.8	36.0	29.7	125.0	125.0	-	6.47	22.34	6.16	7.01	236.7	199.7
4	-0.6	-0.6	0.0	0.8	16.7	10.4	125.0	125.0	-	3.31	5.90	6.16	0.00	-32.9	70.8
12	28.0	32.2	17.9	25.7	44.7	37.9	114.6	14.6	73°, 1.0	3.84	9.75	3.83	3.96	142.2	57.4
14	100.3	112.2	36.8	52.9	58.0	49.3	116.4	16.4	73°, 1.0	4.52	10.78	3.83	3.96	207.2	70.3
16	180.7	201.2	51.9	75.4	66.6	58.3	117.6	17.6	73°, 1.0	5.75	15.33	3.83	5.07	346.7	108.1

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

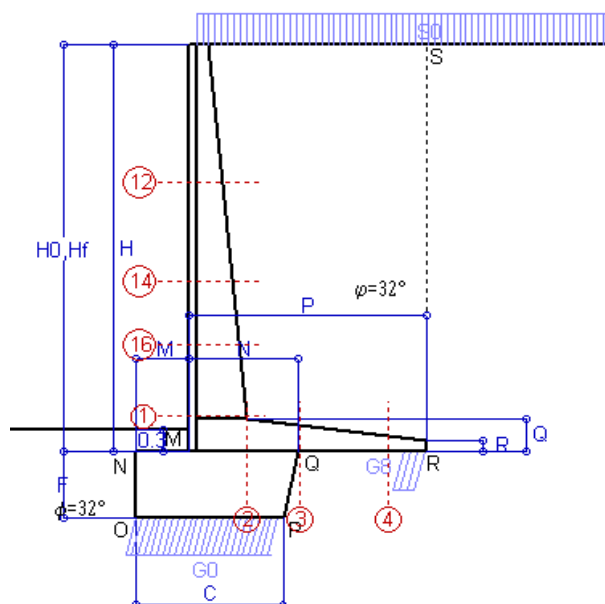
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

-- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino
ZOGNO (BG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1
**non sommati*

Totale

Dati

$H_m = 5.50$ m	Prefabbricato tipo u55NM	$H_0 = 5.50$ m
$C = 1.95$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.50$ m
$F = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 32^\circ$
$M = 0.70$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 1.45$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 3.15$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.44$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 5.50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.195$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
88.30	241.35	0.00	0.00
33.80	123.36	0.00	0.00
0.00	0.00	45.52	74.60
0.00	0.00	357.58	835.50
1.50	0.45	0.00	0.00
0.00	0.00	46.12	47.32
$S_9 = 123.60$	$M_9 = 365.16$	$P_9 = 449.22$	$M_8 = 957.42$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$	valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	2.464
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$	(attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	2.271
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$	62.24 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 =$	0.30 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$	386.98 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 =$	1.95 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0.198 MPa	
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta =$	15.4°	

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 6.74

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		T E N S I O N I		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	215.7	64.8	106.4	118.4	76.6	68.7	17.34	3.83	178	5.67	38	0.127
2	140.2	0.0	183.1	125.0	44.5	38.1	24.44	6.16	163	7.54	52	0.182
3	97.0	0.0	132.6	125.0	36.0	29.7	22.34	6.16	159	8.10	52	0.174
4	-8.2	0.0	0.0	125.0	21.3	15.0	8.06	6.16	84	3.64	52	0.000
12	19.1	16.1	22.5	114.6	44.7	37.9	11.37	3.83	43	1.61	38	0.000
14	70.3	33.7	51.6	116.4	58.0	49.3	10.78	3.83	130	3.89	38	0.079
16	128.8	47.8	76.1	117.6	66.6	58.3	15.33	3.83	142	4.64	38	0.095

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

-- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino

ZOGNO (BG)

Dati

$H_m = 5.50$ m	Prefabbricato tipo u55NM	$H_0 = 5.50$ m
$C = 1.95$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.50$ m
$F = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 32^\circ$
$M = 0.70$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 1.45$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 3.15$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.44$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.307$

agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 5.50$ m

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.195$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
88.30	241.35	0.00	0.00
25.35	92.52	0.00	0.00
0.00	0.00	45.52	74.60
0.00	0.00	341.83	799.67
1.50	0.45	0.00	0.00
0.00	0.00	46.12	47.32
$S_9 = 115.15$	$M_9 = 334.32$	$P_9 = 433.47$	$M_8 = 921.59$

Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

*non sommati

Totale

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.604

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2.352

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 66.46$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.32$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 367.01$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. $C_8 = 1.95$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.188$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 14.9^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 5.97

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	195.3	61.7	98.5	118.4	76.6	68.7	17.34	3.83	161	5.14	38	0.111
2	126.9	0.0	165.7	125.0	44.5	38.1	24.44	6.16	147	6.83	52	0.147
3	81.8	0.0	119.8	125.0	36.0	29.7	22.34	6.16	134	6.84	52	0.123
4	-10.2	0.0	0.0	125.0	22.0	15.6	8.39	6.16	101	4.24	52	0.000
12	16.2	15.0	19.5	114.6	44.7	37.9	11.37	3.83	36	1.38	38	0.000
14	61.8	31.7	46.4	116.4	58.0	49.3	10.78	3.83	113	3.43	38	0.060
16	115.0	45.2	69.6	117.6	66.6	58.3	15.33	3.83	126	4.15	38	0.080

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

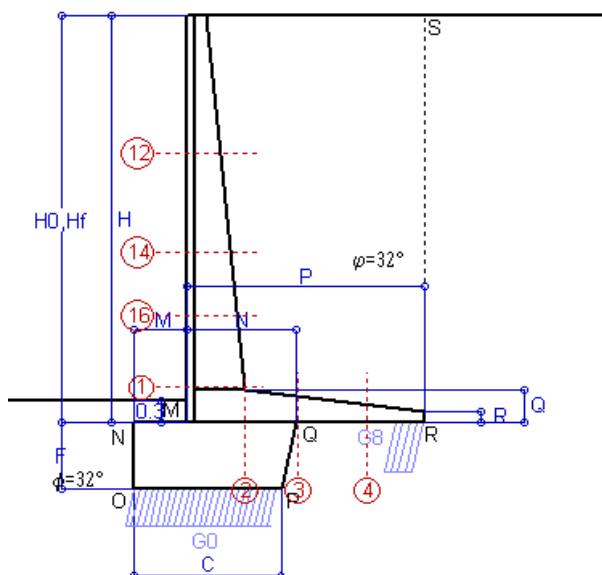
14/11/17

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

-- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino
ZOGNO (BG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1
**non sommati*

Totale

Dati

$H_m = 5.50$ m	Prefabbricato tipo u55NM	$H_0 = 5.50$ m
$C = 1.95$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.50$ m
$F = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 32^\circ$
$M = 0.70$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.45$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 3.15$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.44$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 5.50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.195$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
88.30	241.35	0.00	0.00
0.00	0.00	45.52	74.60
0.00	0.00	294.58	692.17
1.50	0.45	0.00	0.00
0.00	0.00	46.12	47.32
$S_9 = 89.80$	$M_9 = 241.80$	$P_9 = 386.22$	$M_8 = 814.09$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 3.266
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2.688
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 79.03$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.38$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 307.20$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. $C_8 = 1.95$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.158$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13.1^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 3.70

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

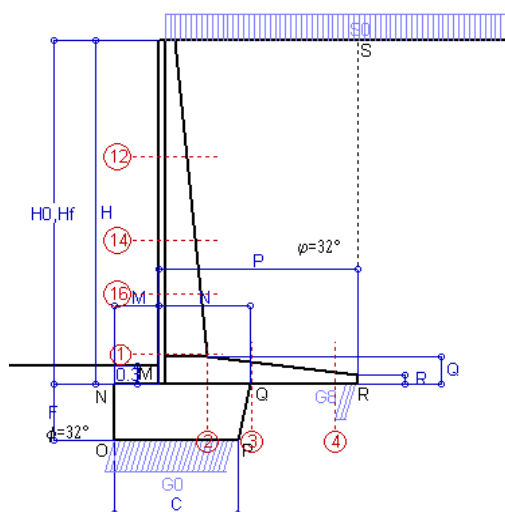
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	133.9	52.4	74.7	118.4	76.6	68.7	17.34	3.83	108	3.56	38	0.059
2	87.0	0.0	113.6	125.0	44.5	38.1	24.44	6.16	101	4.68	52	0.000
3	37.3	0.0	81.5	125.0	36.0	29.7	22.34	6.16	61	3.11	52	0.000
4	-18.6	0.0	0.0	125.0	24.4	18.0	9.52	6.16	164	6.25	52	0.000
12	7.4	11.5	10.6	114.6	44.7	37.9	11.37	3.83	16	0.65	38	0.000
14	36.2	25.7	31.1	116.4	58.0	49.3	10.78	3.83	64	2.04	38	0.000
16	73.8	37.6	50.1	117.6	66.6	58.3	15.33	3.83	79	2.69	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2.88^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.049$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.025$

Dati

$H_m =$	5.50 m	Acceleraz. orizz. al suolo	$a_g/g = 0.136$
$C =$	1.95 m	Prefabbricato tipo u55NM	$H_0 = 5.50$ m
$F =$	0.90 m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.50$ m
$M =$	0.70 m	Sovraccarico sul rilevato (20%)	$S_0 = 4.0$ kN/m ²
$N =$	1.45 m	Angolo d'attrito della terra $= \arctan(\tan \phi / 1.25) =$	26.56°
$P =$	3.15 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.500$
$Q =$	0.44 m	Accelerazione massima locale	$a_{max}/g = 0.204$
$U_1 =$	0.0 m	Coeff. riduz. acceleraz. max attesa	$\beta_m = 0.24$
$R =$	0.15 m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 0.0\%$
		Pendenza del rilevato lontano dal muro	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma)	$K_1 = 0.390$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 5.50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 7.21^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.292$
Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)	$K_p = 2.53$
(Dati: $\phi = 26.56^\circ$ $\epsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)	

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	111.3	304.1	14.1	54.2
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	8.5	31.1	1.1	4.2
Peso struttura (parete+platea) x 1	2.2	4.7	44.9	72.8
Peso terra e sovraccarico x 1	14.1	55.0	299.3	703.2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.3	0.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	2.2	1.0	45.0	46.2
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-17.3*	-6.9*	0.0*	0.0*
*non sommati				
TOTALI (GEO)	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$
	140.5	396.5	404.3	880.5
TOTALI (EQU) con i coeff. di tab. 3	140.5	396.5		880.5

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 38.5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 = 0.18$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 365.8$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio:	$C_8 = 1.95$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.188$ MPa
OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 16.9^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = 404.3 \cdot 0.5 + 17.3 = 219.5 > Ed = 140.5$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = 880.5 + 6.9 = 887.4 > Ed = 396.5$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = 582.8 > Ed = 272.4$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione:

Lato valle (punto M) $G_6 = 188$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 133$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)

Freccia in cima al pannello mm 6.99
 $K_0 = 0.375$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctg⊙	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	207.9	207.9	59.3	84.5	76.6	68.7	118.4	18.4	73°, 1.0	6.58	17.34	3.83	6.98	463.4	183.8
2	154.7	154.7	0.0	122.0	44.5	38.1	125.0	125.0	-	7.27	24.44	6.16	10.31	336.2	230.2
3	117.0	117.0	0.0	86.4	36.0	29.7	125.0	125.0	-	6.47	22.34	6.16	7.01	236.7	199.7
4	-4.0	-4.0	0.0	4.3	19.4	13.0	125.0	125.0	-	3.64	7.14	6.16	0.00	-40.9	82.3
12	13.5	15.9	13.1	15.1	44.7	37.9	114.6	14.6	73°, 1.0	3.82	9.75	3.83	3.96	141.7	59.9
14	59.9	68.1	29.2	38.1	58.0	49.3	116.4	16.4	73°, 1.0	4.49	10.78	3.83	3.96	206.1	73.0
16	117.5	132.8	42.7	58.4	66.6	58.3	117.6	17.6	73°, 1.0	5.71	15.33	3.83	5.07	345.1	111.0

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

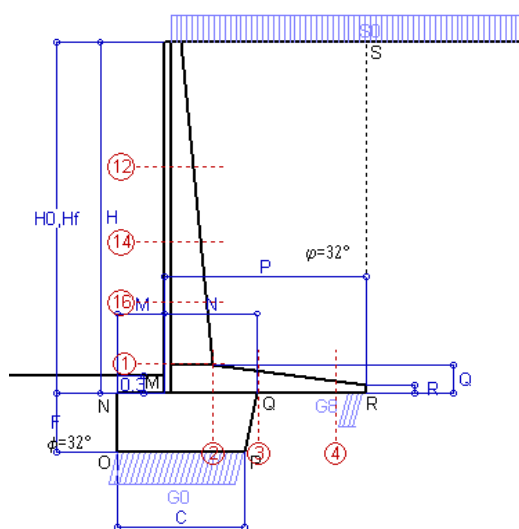
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)

Stabilimento San Pellegrino

ZOGNO (BG)



Dati

$H_m = 6.00$ m	Prefabbricato tipo u60NM	$H_0 = 6.00$ m
$C = 2.15$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.00$ m
$F = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 0.80$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 32^\circ$
$N = 1.55$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 3.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_0 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 6.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.202$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	136.6	409.8	0.0	0.0		
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	55.3	221.2	0.0	0.0		
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	67.5	122.9		
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	554.6	1 421.3		
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	2.5	0.8	0.0	0.0		
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	73.1	82.3		
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 = 194.4$	$M_9 = 631.9$	$P_9 = 695.2$	$M_8 = 1 626.5$		

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 91.9$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.31$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 603.3$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.15$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.281$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 15.6^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = 695.2 * 0.625 = 434.4 > E_d = 194.4$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 331$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 199$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

Freccia in cima al pannello mm 12.65

$K_0 = 0.275$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Ed} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , ctg \ominus	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	372.7	372.7	99.8	118.5	81.1	73.2	119.4	19.4	73°, 1.0	7.53	20.80	4.52	9.01	597.4	255.5
2	249.4	249.4	0.0	215.7	48.0	41.6	125.0	125.0	-	8.23	28.84	6.16	10.88	431.0	253.3
3	173.0	173.0	0.0	136.7	38.6	32.2	125.0	125.0	-	7.27	26.43	6.16	7.86	301.0	218.9
4	-12.4	-12.4	0.0	11.6	21.7	15.3	125.0	125.0	-	4.21	9.63	6.16	0.00	-49.4	94.6
12	36.6	41.8	26.0	29.5	47.1	40.3	115.1	15.1	73°, 1.0	4.08	10.30	4.52	3.96	160.5	60.6
14	115.4	129.0	49.9	57.2	60.1	51.4	117.0	17.0	73°, 1.0	4.98	12.57	4.52	3.96	252.0	72.5
16	223.7	248.8	73.5	85.7	70.4	62.0	118.4	18.4	73°, 1.0	6.48	18.25	4.52	5.07	440.4	113.3

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

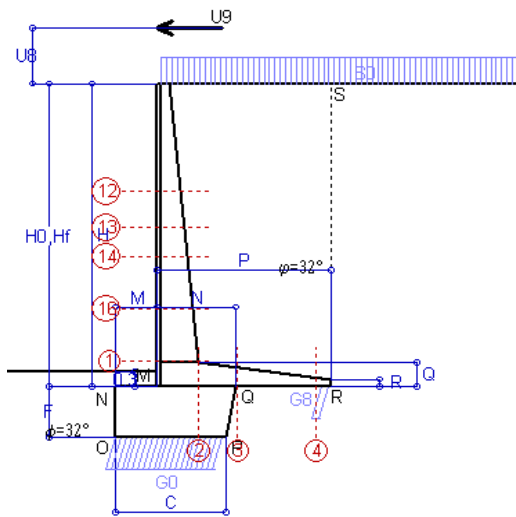
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed}=M_{edu}$ perché $ctg(\alpha)=ctg(\theta)=1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1=0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 1-Urto: urto sul sicurvia da 14.29 kN/cad a 1.10 m da terra

Stabilimento San Pellegrino

ZOGNO (BG)



Dati

$H_m =$	6.00 m	Prefabbricato tipo u60NM	$H_0 =$	6.00 m
$C =$	2.15 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	6.00 m
$F =$	1.00 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	20.0 kN/m2
$M =$	0.80 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	32°
$N =$	1.55 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	19.0 kN/m3
$P =$	3.40 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m3
$Q =$	0.48 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.62
$U_v =$	1.10 m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 =$	14.29 kN/cad
$V_8 =$	0.00 m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 =$	0.00 kN/cad
$R =$	0.15 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.307
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	6.00 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.202

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	105.1	315.2	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	36.9	147.5	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	51.9	94.5
Peso terra e sovraccarico x 1	0.0	0.0	416.2	1 067.2
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	92.6	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1.9	0.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	56.3	63.3
TOTALI (GEO e STR)	S₉ =	M₉ =	P₉ =	M₈ =
	155.3	556.0	524.3	1 225.0

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzieria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	G8 = 38.4 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	Q8 = 0.17 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	G0 = 485.9 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	C8 = 2.15 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			σ_t = 0.226 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			β = 16.5°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = 524.3 \cdot 0.625 = 327.6 > E_d = 155.3$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 263$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 166$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.275$

Freccia in cima al pannello mm 15.91

$K_0 = 0.275$

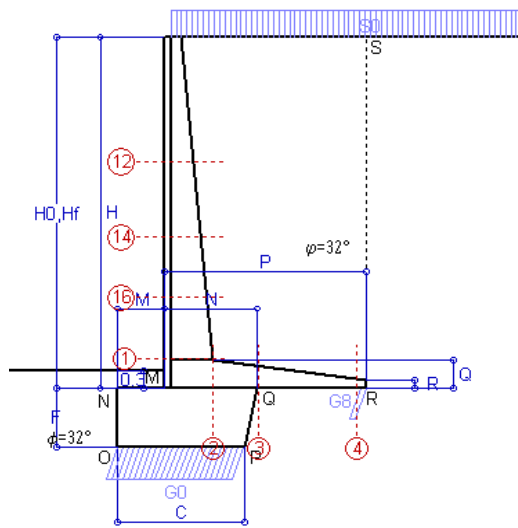
Sezione	Sollecitazioni esterne ⁽¹⁾				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri ⁽¹⁾			Sollecitazioni resistenti ⁽¹⁾	
	M _{Ed} ⁽¹⁾ sulla sez. naturale	M _{Edu} ⁽¹⁾ sulla sez. traslata	N _{Ed} ⁽²⁾	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctg⊖	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	364.8	364.8	74.6	89.0	81.1	73.2	119.4	19.4	73°, 1.0	7.42	20.80	4.52	9.01	591.7	264.1
2	263.8	263.8	0.0	204.6	48.0	41.6	125.0	125.0	-	8.23	28.84	6.16	10.88	431.0	253.3
3	192.5	192.5	0.0	114.7	38.6	32.2	125.0	125.0	-	7.27	26.43	6.16	7.86	301.0	218.9
4	-2.9	-2.9	0.0	3.5	18.7	12.3	125.0	125.0	-	3.91	8.13	6.16	0.00	-40.9	79.4
12	71.9	77.4	19.2	23.6	47.1	40.3	115.1	15.1	73°, 1.0	4.05	10.30	4.52	3.96	159.8	63.1
13	109.1	117.9	28.6	33.9	54.4	46.9	116.1	16.1	73°, 1.0	4.32	10.30	4.52	3.96	187.4	71.6
14	147.4	159.5	37.1	43.1	60.1	51.4	117.0	17.0	73°, 1.0	4.93	12.57	4.52	3.96	250.1	76.9
16	241.2	262.4	54.8	64.1	70.4	62.0	118.4	18.4	73°, 1.0	6.40	18.25	4.52	5.07	437.0	119.6

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Le sezioni sulla parete prefabbricata (come la 12) sono collocate poco sopra il piego di ogni ferro, senza più considerarne il contributo. Norma: Italia: D.M. 14/1/08



Dati

$H_m =$	6.00 m	Prefabbricato tipo u60NM	$H_0 =$	6.00 m
$C =$	2.15 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	6.00 m
$F =$	1.00 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	20.0 kN/m ²
$M =$	0.80 m	Angolo d'attrito della terra = $\arctan(\tan \varphi / 1.25) =$	$\varphi =$	26.56°
$N =$	1.55 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	19.0 kN/m ³
$P =$	3.40 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.48 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.500
$R =$	0.15 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_0 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.382
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	6.00 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.266

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	130.7	392.0	0.0	0.0		
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	59.6	238.4	0.0	0.0		
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	51.9	94.5		
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	436.6	1 118.2		
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.5	0.8	0.0	0.0		
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	56.3	63.3		
TOTALI (GEO)	S_g =	M_g =	P_g =	M_g =		
	192.8	631.2	544.7	1 276.0		
TOTALI (EQU) con i coeff. di tab. 3	215.3	707.2		1 383.9		

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	21.8 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$	0.10 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$	522.9 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$	2.15 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$				0.243 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale	$\beta =$				19.5°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = 544.7 \cdot 0.5 = 272.3 > E_d = 215.3$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = 1276.0 > E_d = 707.2$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = 821.9 > E_d = 494.7$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 267$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 199$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 13.29

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

$K_0 =$ 0.340

Sezione	Sollecitazioni esterne ⁽¹⁾				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri ⁽¹⁾			Sollecitazioni resistenti ⁽¹⁾	
	M _{Ed} ⁽¹⁾ sulla sez. naturale	M _{Edu} ⁽¹⁾ sulla sez. traslata	N _{Ed} ⁽²⁾	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctg⊖	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	376.1	376.1	80.4	119.1	81.1	73.2	119.4	19.4	73°, 1.0	7.45	20.80	4.52	9.01	593.0	255.7
2	297.8	297.8	0.0	202.3	48.0	41.6	125.0	125.0	-	8.23	28.84	6.16	10.88	431.0	253.3
3	234.2	234.2	0.0	123.0	38.6	32.2	125.0	125.0	-	7.27	26.43	6.16	7.86	301.0	218.9
4	-0.9	-0.9	0.0	1.3	17.1	10.7	125.0	125.0	-	3.69	7.31	6.16	0.00	-35.9	72.2
12	37.9	43.3	21.2	30.5	47.1	40.3	115.1	15.1	73°, 1.0	4.06	10.30	4.52	3.96	160.0	60.4
14	118.1	131.8	40.5	58.2	60.1	51.4	117.0	17.0	73°, 1.0	4.94	12.57	4.52	3.96	250.6	72.4
16	227.1	252.3	59.4	86.5	70.4	62.0	118.4	18.4	73°, 1.0	6.42	18.25	4.52	5.07	437.8	113.4

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

-- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino

ZOGNO (BG)

Dati

$H_m = 6.00$ m	Prefabbricato tipo u60NM	$H_0 = 6.00$ m
$C = 2.15$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.00$ m
$F = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 32^\circ$
$M = 0.80$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 1.55$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 3.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 6.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.202$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
105.08	315.25	0.00	0.00
36.87	147.48	0.00	0.00
0.00	0.00	51.89	94.51
0.00	0.00	416.16	1 067.17
1.92	0.64	0.00	0.00
0.00	0.00	56.25	63.32
$S_9 = 143.87$	$M_9 = 463.37$	$P_9 = 524.30$	$M_8 = 1 225.01$

Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

*non sommati

Totale

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	2.454
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	2.277
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$ 73.63 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 =$	0.32 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$ 450.67 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 =$	2.15 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0.210 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta =$	15.3°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 8.27

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		T E N S I O N I		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	273.1	74.6	124.1	119.4	81.1	73.2	20.80	4.52	177	6.03	40	0.135
2	178.4	0.0	218.9	125.0	48.0	41.6	28.84	6.16	161	7.79	52	0.194
3	121.9	0.0	154.5	125.0	38.6	32.2	26.43	6.16	156	8.34	52	0.182
4	-10.8	0.0	0.0	125.0	22.1	15.7	9.84	6.16	105	4.49	52	0.000
12	26.0	19.2	27.3	115.1	47.1	40.3	12.12	4.52	52	1.92	38	0.000
14	83.2	37.1	57.4	117.0	60.1	51.4	12.57	4.52	127	4.01	38	0.082
16	162.9	54.8	88.6	118.4	70.4	62.0	18.25	4.52	142	4.90	38	0.100

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

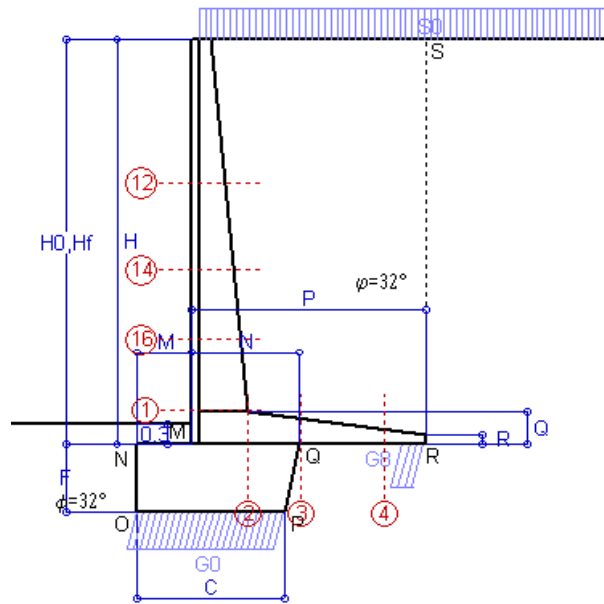
Norma: Italia: D.M. 14/1/08

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

-- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino

ZOGNO (BG)



Dati

$H_m = 6.00$ m	Prefabbricato tipo	u60NM	$H_0 = 6.00$ m
$C = 2.15$ m	Altezza della terra contro il pannello		$H = 6.00$ m
$F = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 32^\circ$	
$M = 0.80$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²	
$N = 1.55$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³	
$P = 3.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³	
$Q = 0.48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$	

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 6.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.202$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
105.08	315.25	0.00	0.00
27.65	110.61	0.00	0.00
0.00	0.00	51.89	94.51
0.00	0.00	399.16	1 024.67
1.92	0.64	0.00	0.00
0.00	0.00	56.25	63.32
S₉ = 134.66	M₉ = 426.50	P₉ = 507.30	M₈ = 1 182.51

Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1
**non sommati*

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$	valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	2.587
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$	(attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	2.354
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$	78.38 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 =$	0.34 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$	428.93 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 =$	2.15 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff		$\sigma_t =$	0.200 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione		$\beta =$	14.9°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 7.37

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	248.6	71.3	115.4	119.4	81.1	73.2	20.80	4.52	160	5.50	40	0.120
2	161.6	0.0	199.2	125.0	48.0	41.6	28.84	6.16	146	7.05	52	0.161
3	103.7	0.0	140.4	125.0	38.6	32.2	26.43	6.16	133	7.10	52	0.136
4	-13.3	0.0	0.0	125.0	22.9	16.5	10.20	6.16	124	5.15	52	0.000
12	22.2	17.8	23.9	115.1	47.1	40.3	12.49	4.52	43	1.63	38	0.000
14	73.4	35.0	51.9	117.0	60.1	51.4	12.57	4.52	111	3.55	38	0.065
16	146.4	52.1	81.5	118.4	70.4	62.0	18.25	4.52	127	4.42	38	0.085

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

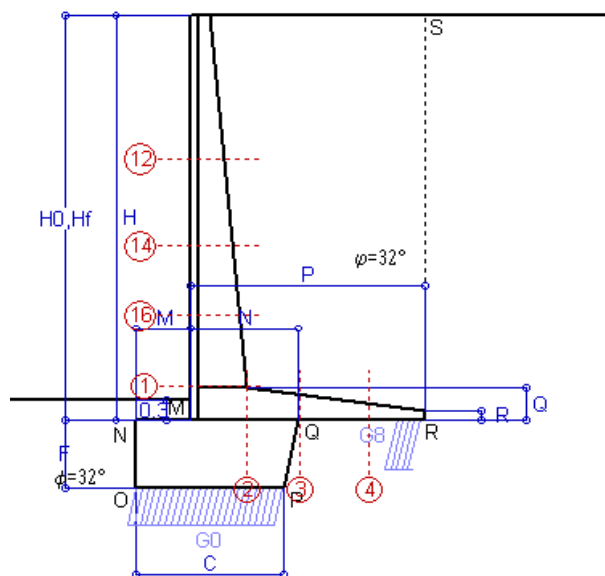
14/11/17

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

-- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino
ZOGNO (BG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1
**non sommati*

Totali

Dati

$H_m = 6.00$ m	Prefabbricato tipo u60NM	$H_0 = 6.00$ m
$C = 2.15$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.00$ m
$F = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 32^\circ$
$M = 0.80$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.55$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 3.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 6.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.202$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
105.08	315.25	0.00	0.00
0.00	0.00	51.89	94.51
0.00	0.00	348.16	897.17
1.92	0.64	0.00	0.00
0.00	0.00	56.25	63.32
$S_9 = 107.00$	$M_9 = 315.89$	$P_9 = 456.30$	$M_8 = 1055.01$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 3.196

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2.665

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 92.49$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.41$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 363.81$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. $C_8 = 2.15$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.169$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13.2^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

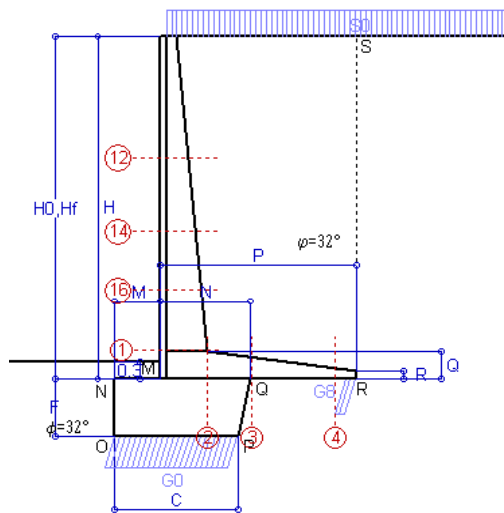
Freccia in cima al pannello mm 4.69

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0.275$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. m. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	175.1	61.1	89.4	119.4	81.1	73.2	20.80	4.52	111	3.91	40	0.070
2	113.8	0.0	140.4	125.0	48.0	41.6	28.84	6.16	103	4.97	52	0.000
3	50.2	0.0	98.3	125.0	38.6	32.2	26.43	6.16	64	3.43	52	0.000
4	-23.4	0.0	0.0	125.0	25.4	19.0	11.45	6.16	194	7.32	52	0.000
12	10.8	13.8	13.7	115.1	47.1	40.3	12.57	4.52	20	0.82	38	0.000
14	44.2	28.5	35.5	117.0	60.1	51.4	12.57	4.52	65	2.16	38	0.000
16	96.9	43.7	60.1	118.4	70.4	62.0	18.25	4.52	83	2.96	38	0.037

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2.88^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.049$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.025$

Dati

$H_m =$	6.00 m	Acceleraz. orizz. al suolo	$a_g/g = 0.136$
$C =$	2.15 m	Prefabbricato tipo u60NM	$H_0 = 6.00$ m
$F =$	1.00 m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.00$ m
$M =$	0.80 m	Sovraccarico sul rilevato (20%)	$S_0 = 4.0$ kN/m ²
$N =$	1.55 m	Angolo d'attrito della terra $= \arctan(\tan \phi / 1.25) =$	26.56°
$P =$	3.40 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.500$
$Q =$	0.48 m	Accelerazione massima locale	$a_{max}/g = 0.204$
$U_1 =$	0.0 m	Coeff. riduz. acceleraz. max attesa	$\beta_m = 0.24$
$R =$	0.15 m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 0.0\%$
		Pendenza del rilevato lontano dal muro	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma)	$K_1 = 0.390$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 6.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 7.21^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.299$
Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)	$K_p = 2.53$
(Dati: $\phi = 26.56^\circ$ $\epsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)	

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	132.4	397.2	16.8	70.4
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	9.3	37.2	1.2	4.9
Peso struttura (parete+platea) x 1	2.5	5.8	51.2	92.2
Peso terra e sovraccarico x 1	16.6	71.1	352.5	908.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.0	1.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	2.7	1.4	54.9	61.8
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-20.3*	-8.8*	0.0*	0.0*
*non sommati				
TOTALI (GEO)	$S_9 = 166.5$	$M_9 = 513.6$	$P_9 = 476.5$	$M_8 = 1137.6$
TOTALI (EQU) con i coeff. di tab. 3	166.5	513.6	476.5	1137.6

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 44.3$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 = 0.19$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 432.1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 = 2.15$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.201$ MPa
OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 17.1^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = 476.5 \cdot 0.5 + 20.3 = 258.5 > E_d = 166.5$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = 1137.6 + 8.8 = 1146.5 > E_d = 513.6$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = 738.6 > E_d = 350.5$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 221$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 156$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)

Freccia in cima al pannello mm 8.75
 $K_0 = 0.375$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctg⊕	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	269.2	269.2	69.0	99.5	81.1	73.2	119.4	19.4	73°, 1.0	7.40	20.80	4.52	9.01	590.5	258.6
2	202.6	202.6	0.0	148.4	48.0	41.6	125.0	125.0	-	8.23	28.84	6.16	10.88	431.0	253.3
3	152.9	152.9	0.0	100.2	38.6	32.2	125.0	125.0	-	7.27	26.43	6.16	7.86	301.0	218.9
4	-4.9	-4.9	0.0	5.3	19.8	13.4	125.0	125.0	-	4.06	8.65	6.16	0.00	-44.0	83.8
12	19.3	22.5	15.8	18.9	47.1	40.3	115.1	15.1	73°, 1.0	4.04	10.30	4.52	3.96	159.4	63.0
14	72.3	82.0	32.4	42.8	60.1	51.4	117.0	17.0	73°, 1.0	4.91	12.57	4.52	3.96	249.4	75.2
16	152.5	171.8	49.5	68.7	70.4	62.0	118.4	18.4	73°, 1.0	6.38	18.25	4.52	5.07	436.0	116.3

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

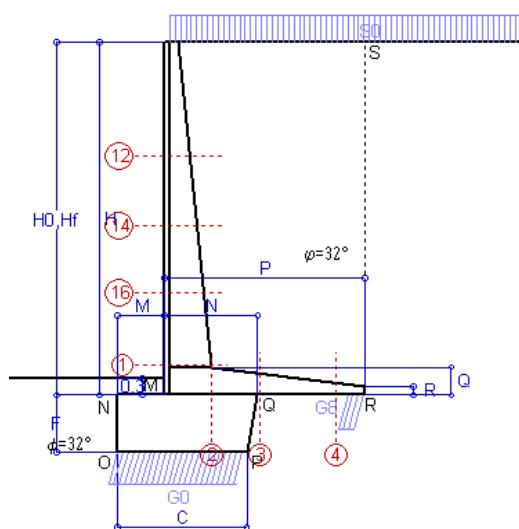
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)

ZOGNO (BG)



Dati

$H_m =$	6.50 m	Prefabbricato tipo u65NM	$H_0 =$	6.50 m
$C =$	2.35 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	6.50 m
$F =$	1.05 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	20.0 kN/m ²
$M =$	0.85 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	32°
$N =$	1.70 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	19.0 kN/m ³
$P =$	3.65 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.51 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.62
$R =$	0.15 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_b =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.307
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	6.50 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.205

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	160.3	515.7	0.0	0.0		
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	59.9	257.6	0.0	0.0		
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	75.8	148.5		
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	637.9	1 747.6		
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	2.8	1.0	0.0	0.0		
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	83.6	102.5		
TOTALI (GEO e STR)	$S_g =$	$M_g =$	$P_g =$	$M_g =$		
	223.0	774.3	797.3	1 998.6		

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	100.0 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$	0.31 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$	697.4 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$	2.35 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff				$\sigma_t =$	0.297 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale				$\beta =$	15.6°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = 797.3 * 0.625 = 498.2 > E_d = 223$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 =$ 380 kN Lato monte (punto Q) $G_7 =$ 234 kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Freccia in cima al pannello mm 15.56

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 =$ 0.275

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Ed} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , ctg \ominus	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	461.6	461.6	113.2	135.3	85.6	77.7	119.4	19.4	73°, 1.0	8.22	23.31	4.52	9.16	710.2	273.7
2	311.3	311.3	0.0	252.5	51.5	45.1	125.0	125.0	90°, 1.7	9.07	32.77	7.10	10.66	529.7	287.8
3	212.9	212.9	0.0	153.5	40.5	34.1	125.0	125.0	-	7.83	29.39	7.10	7.29	352.9	232.7
4	-13.9	-13.9	0.0	13.2	22.0	15.5	125.0	125.0	-	4.37	10.37	7.10	0.00	-54.0	97.3
12	35.6	40.7	25.5	29.0	46.7	39.9	114.8	14.8	73°, 1.0	4.09	10.42	4.52	3.96	160.7	60.1
14	112.5	125.7	49.1	56.3	59.6	50.9	116.5	16.5	73°, 1.0	4.97	12.57	4.52	3.96	249.3	71.9
16	246.3	273.6	77.7	90.8	71.9	63.6	118.2	18.2	73°, 1.0	6.79	19.51	4.52	5.07	481.9	115.4

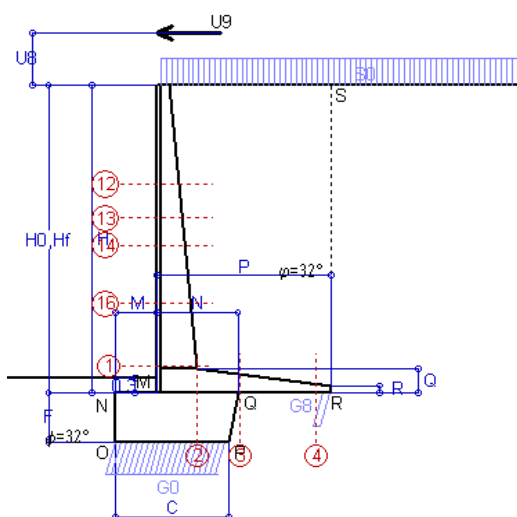
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed}=M_{edu}$ perché $ctg(\alpha)=ctg(\theta)=1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1=0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

**Dati**

$H_m =$	6.50 m	Prefabbricato tipo u65NM	$H_0 =$	6.50 m
$C =$	2.35 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	6.50 m
$F =$	1.05 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	20.0 kN/m ²
$M =$	0.85 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	32°
$N =$	1.70 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	19.0 kN/m ³
$P =$	3.65 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.51 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.62
$U_v =$	1.10 m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 =$	14.29 kN/cad
$V_8 =$	0.00 m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 =$	0.00 kN/cad
$R =$	0.15 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.307
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	6.50 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.205

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	123.3	396.7	0.0	0.0		
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	39.9	171.8	0.0	0.0		
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	58.3	114.2		
Peso terra e sovraccarico x 1	0.0	0.0	479.4	1 314.3		
Forze concentrate (U_9+V_9) x 1	11.4	98.9	0.0	0.0		
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.1	0.8	0.0	0.0		
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	64.3	78.8		
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_9 =$		
	176.9	668.1	602.1	1 507.3		

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	G8 = 45.1 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	Q8 = 0.18 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	G0 = 557.0 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	C8 = 2.35 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t =$ 0.237 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta =$ 16.4°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = 602.1 \cdot 0.625 = 376.2 > E_d = 176.9$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 300$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 192$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Freccia in cima al pannello mm 18.69

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

$K_0 =$ 0.275

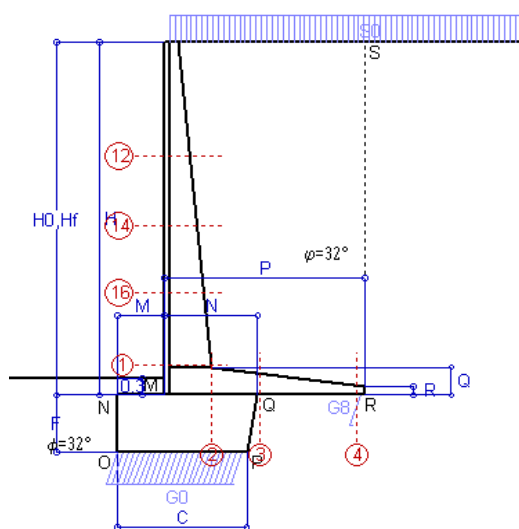
Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghezza taglio	staffe α°, ctg⊖	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	437.2	437.2	84.8	101.5	85.6	77.7	119.4	19.4	73°, 1.0	8.10	23.31	4.52	9.16	703.4	283.4
2	315.1	315.1	0.0	232.7	51.5	45.1	125.0	125.0	-	9.07	32.77	7.10	10.66	529.7	274.4
3	225.3	225.3	0.0	126.6	40.5	34.1	125.0	125.0	-	7.83	29.39	7.10	7.29	352.9	232.7
4	-3.8	-3.8	0.0	4.5	19.2	12.7	125.0	125.0	-	4.22	8.71	7.10	0.00	-45.5	85.1
12	70.8	76.2	18.8	23.2	46.7	39.9	114.8	14.8	73°, 1.0	4.06	10.42	4.52	3.96	160.0	62.6
13	107.0	115.7	28.1	33.3	53.9	46.4	115.8	15.8	73°, 1.0	4.33	10.42	4.52	3.96	187.5	70.9
14	144.8	156.6	36.5	42.3	59.6	50.9	116.5	16.5	73°, 1.0	4.91	12.57	4.52	3.96	247.5	76.2
16	260.3	283.2	58.0	67.9	71.9	63.6	118.2	18.2	73°, 1.0	6.71	19.51	4.52	5.07	478.2	122.1

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Le sezioni sulla parete prefabbricata (come la 12) sono collocate poco sopra il piego di ogni ferro, senza più considerarne il contributo. Norma: Italia: D.M. 14/1/08



Dati

$H_m =$	6.50 m	Prefabbricato tipo u65NM	$H_0 =$	6.50 m
$C =$	2.35 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	6.50 m
$F =$	1.05 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	20.0 kN/m ²
$M =$	0.85 m	Angolo d'attrito della terra $= \arctan(\tan \varphi / 1.25) =$	$\varphi =$	26.56°
$N =$	1.70 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	19.0 kN/m ³
$P =$	3.65 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.51 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.500
$R =$	0.15 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_0 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.382
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	6.50 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.269

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	153.3	493.2	0.0	0.0		
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	64.6	277.6	0.0	0.0		
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	58.3	114.2		
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	501.3	1 372.9		
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.8	1.0	0.0	0.0		
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	64.3	78.8		
	$S_g =$	$M_g =$	$P_g =$	$M_g =$		
TOTALI (GEO)	220.7	771.9	624.0	1 565.9		
TOTALI (EQU) con i coeff. di tab. 3	246.3	864.0		1 697.6		

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	20.9 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$	0.08 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$	603.1 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$	2.35 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0.257 MPa			
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale	$\beta =$	19.5°			

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = 624 \cdot 0.5 = 311.9 > Ed = 246.3$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = 1565.9 > Ed = 864$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = 1011.4 > Ed = 608.7$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 307$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 232$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 16.31

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.340$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctg(⊖)	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	464.8	464.8	91.2	135.6	85.6	77.7	119.4	19.4	73°, 1.0	8.13	23.31	4.52	9.16	704.9	274.0
2	368.7	368.7	0.0	236.8	51.5	45.1	125.0	125.0	-	9.07	32.77	7.10	10.66	529.7	274.4
3	286.2	286.2	0.0	136.6	40.5	34.1	125.0	125.0	-	7.83	29.39	7.10	7.29	352.9	232.7
4	-0.8	-0.8	0.0	1.2	16.9	10.5	125.0	125.0	-	3.97	7.40	7.10	0.00	-38.2	74.7
12	36.9	42.1	20.8	30.0	46.7	39.9	114.8	14.8	73°, 1.0	4.07	10.42	4.52	3.96	160.2	59.9
14	115.1	128.6	39.8	57.3	59.6	50.9	116.5	16.5	73°, 1.0	4.93	12.57	4.52	3.96	248.0	71.9
16	249.8	277.3	62.8	91.6	71.9	63.6	118.2	18.2	73°, 1.0	6.73	19.51	4.52	5.07	479.1	115.5

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

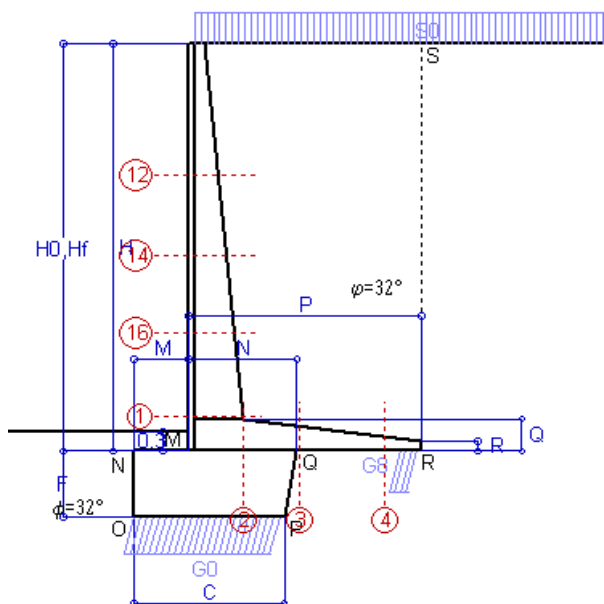
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{du}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

-- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino

ZOGNO (BG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1
*non sommati

Totale

Dati

$H_m = 6.50$ m	Prefabbricato tipo u65NM	$H_0 = 6.50$ m
$C = 2.35$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.50$ m
$F = 1.05$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 32^\circ$
$M = 0.85$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 1.70$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 3.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.51$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 6.50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.205$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
123.33	396.70	0.00	0.00
39.94	171.76	0.00	0.00
0.00	0.00	58.34	114.23
0.00	0.00	479.44	1 314.29
2.15	0.75	0.00	0.00
0.00	0.00	64.31	78.83
$S_9 = 165.42$	$M_9 = 569.21$	$P_9 = 602.09$	$M_8 = 1 507.34$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.447
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2.274
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 82.12$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.33$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 519.97$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. $C_8 = 2.33$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.223$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 15.4^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 10.29

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		T E N S I O N I		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	339.3	84.8	143.0	119.4	85.6	77.7	23.31	4.52	185	6.58	40	0.142
2	221.7	0.0	257.6	125.0	51.5	45.1	32.77	7.10	163	8.06	52	0.206
3	146.9	0.0	175.4	125.0	40.5	34.1	29.39	7.10	160	8.77	52	0.196
4	-12.8	0.0	0.0	125.0	22.6	16.2	10.74	7.10	107	4.78	52	0.000
12	25.3	18.8	26.9	114.8	46.7	39.9	12.56	4.52	49	1.87	38	0.000
14	81.1	36.5	56.5	116.5	59.6	50.9	12.57	4.52	125	3.97	38	0.081
16	179.6	58.0	94.5	118.2	71.9	63.6	19.51	4.52	143	5.07	38	0.101

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

-- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino

ZOGNO (BG)

Dati

$H_m = 6.50$ m	Prefabbricato tipo u65NM	$H_0 = 6.50$ m
$C = 2.35$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.50$ m
$F = 1.05$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 32^\circ$
$M = 0.85$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 1.70$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 3.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.51$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.307$

agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 6.50$ m

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.205$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
123.33	396.70	0.00	0.00
29.96	128.82	0.00	0.00
0.00	0.00	58.34	114.23
0.00	0.00	461.19	1 265.47
2.15	0.75	0.00	0.00
0.00	0.00	64.31	78.83
$S_9 = 155.43$	$M_9 = 526.27$	$P_9 = 583.84$	$M_8 = 1 458.52$

Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

*non sommati

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.573

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2.347

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 85.74$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.35$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 498.10$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 2.35$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.212$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 14.9^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 9.22

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	310.4	81.1	133.6	119.4	85.6	77.7	23.31	4.52	169	6.03	40	0.127
2	201.8	0.0	235.7	125.0	51.5	45.1	32.77	7.10	148	7.33	52	0.175
3	129.5	0.0	162.4	125.0	40.5	34.1	29.39	7.10	141	7.73	52	0.160
4	-15.0	0.0	0.0	125.0	23.2	16.8	11.08	7.10	121	5.31	52	0.000
12	21.6	17.5	23.5	114.8	46.7	39.9	12.57	4.52	42	1.61	38	0.000
14	71.5	34.4	51.1	116.5	59.6	50.9	12.57	4.52	109	3.52	38	0.064
16	161.8	55.1	87.1	118.2	71.9	63.6	19.51	4.52	129	4.58	38	0.087

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

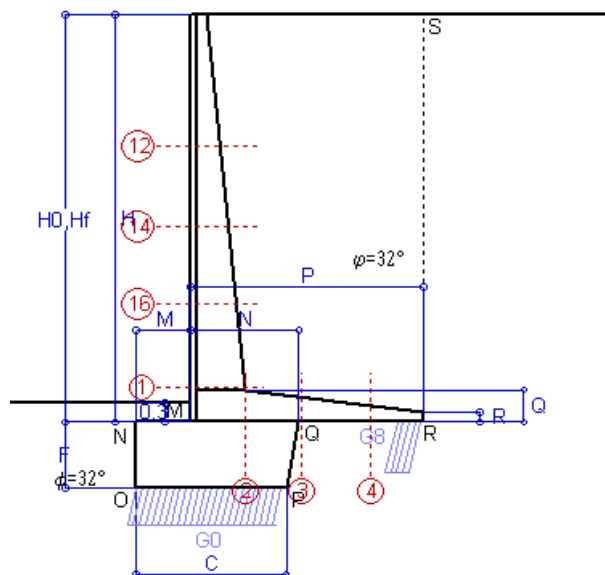
14/11/17

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

-- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino
ZOGNO (BG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1
**non sommati*

Totale

Dati

$H_m = 6.50$ m	Prefabbricato tipo u65NM	$H_0 = 6.50$ m
$C = 2.35$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.50$ m
$F = 1.05$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 32^\circ$
$M = 0.85$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.70$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 3.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.51$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 6.50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.205$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
123.33	396.70	0.00	0.00
0.00	0.00	58.34	114.23
0.00	0.00	406.44	1 119.01
2.15	0.75	0.00	0.00
0.00	0.00	64.31	78.83
$S_9 = 125.48$	$M_9 = 397.45$	$P_9 = 529.09$	$M_8 = 1 312.06$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 3.137

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2.635

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 102.09$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.41$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 427.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. $C_8 = 2.35$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.182$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13.3^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

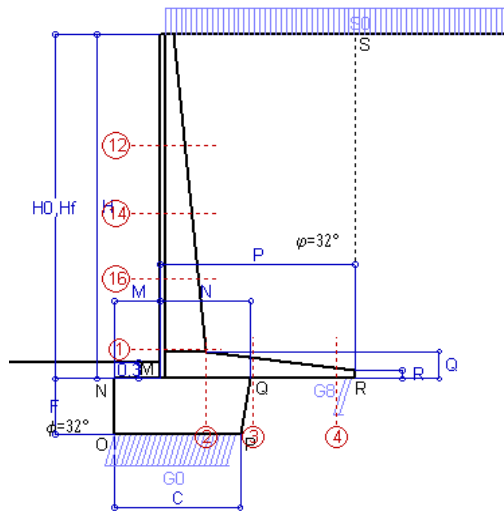
Freccia in cima al pannello mm 6.04

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0.275$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	223.8	70.1	105.4	119.4	85.6	77.7	23.31	4.52	120	4.39	40	0.080
2	145.5	0.0	170.0	125.0	51.5	45.1	32.77	7.10	107	5.29	52	0.000
3	67.0	0.0	116.3	125.0	40.5	34.1	29.39	7.10	73	4.00	52	0.000
4	-26.4	0.0	0.0	125.0	25.9	19.4	12.62	7.10	188	7.47	52	0.000
12	10.5	13.6	13.4	114.8	46.7	39.9	12.57	4.52	19	0.81	38	0.000
14	42.9	28.0	34.8	116.5	59.6	50.9	12.57	4.52	64	2.14	38	0.000
16	108.5	46.4	64.9	118.2	71.9	63.6	19.51	4.52	85	3.10	38	0.042

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2.88^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.049$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.025$

Dati

$H_m =$	6.50 m	Acceleraz. orizz. al suolo	$a_g/g = 0.136$
$C =$	2.35 m	Prefabbricato tipo u65NM	$H_0 = 6.50$ m
$F =$	1.05 m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.50$ m
$M =$	0.85 m	Sovraccarico sul rilevato (20%)	$S_0 = 4.0$ kN/m ²
$N =$	1.70 m	Angolo d'attrito della terra $= \arctan(\tan \phi / 1.25) =$	26.56°
$P =$	3.65 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.500$
$Q =$	0.51 m	Accelerazione massima locale	$a_{max}/g = 0.204$
$U_1 =$	0.0 m	Coeff. riduz. acceleraz. max attesa	$\beta_m = 0.24$
$R =$	0.15 m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 0.0\%$
		Pendenza del rilevato lontano dal muro	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma)	$K_1 = 0.390$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 6.50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 7.21^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.302$
Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)	$K_p = 2.53$
(Dati: $\phi = 26.56^\circ$ $\epsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)	

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	155.4	499.8	19.7	88.5
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	10.1	43.3	1.3	5.7
Peso struttura (parete+platea) x 1	2.8	6.9	57.5	111.4
Peso terra e sovraccarico x 1	19.4	89.2	410.3	1 129.7
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.3	1.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	3.1	1.7	62.7	76.9
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-21.9*	-9.9*	0.0*	0.0*
*non sommati				
TOTALI (GEO)	$S_9 = 194.1$	$M_9 = 642.0$	$P_9 = 551.5$	$M_8 = 1 412.3$
TOTALI (EQU) con i coeff. di tab. 3	194.1	642.0		1 412.3

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 45.5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 = 0.18$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 506.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 = 2.35$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.215$ MPa
OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 17.3^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = 551.5 \cdot 0.5 + 21.9 = 297.6 > Ed = 194.1$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = 1412.3 + 9.9 = 1422.1 > Ed = 642$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = 919.9 > Ed = 442.1$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione:

Lato valle (punto M) $G_6 = 257$ kN

Lato monte (punto Q) $G_7 = 186$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 11.02

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)

$K_0 = 0.375$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com-presso	b _w larghez-za taglio	staffe α°, ctg⊕	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen-trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	341.2	341.2	79.2	115.6	85.6	77.7	119.4	19.4	73°, 1.0	8.07	23.31	4.52	9.16	702.0	276.8
2	259.3	259.3	0.0	177.4	51.5	45.1	125.0	125.0	-	9.07	32.77	7.10	10.66	529.7	274.4
3	194.2	194.2	0.0	113.8	40.5	34.1	125.0	125.0	-	7.83	29.39	7.10	7.29	352.9	232.7
4	-4.8	-4.8	0.0	5.5	19.6	13.2	125.0	125.0	-	4.25	8.99	7.10	0.00	-46.9	87.1
12	18.7	21.8	15.5	18.5	46.7	39.9	114.8	14.8	73°, 1.0	4.05	10.42	4.52	3.96	159.7	62.4
14	70.2	79.7	31.8	42.0	59.6	50.9	116.5	16.5	73°, 1.0	4.89	12.57	4.52	3.96	246.9	74.6
16	169.9	191.1	52.6	73.6	71.9	63.6	118.2	18.2	73°, 1.0	6.69	19.51	4.52	5.07	477.2	118.4

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

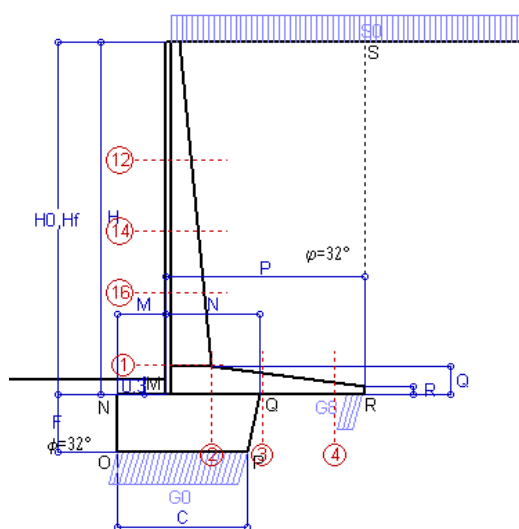
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)

ZOGNO (BG)



Dati

$H_m = 7.00$ m	Prefabbricato tipo u70NM	$H_0 = 7.00$ m
$C = 2.55$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.00$ m
$F = 1.15$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 0.95$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 32^\circ$
$N = 1.85$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 3.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 7.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.196$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	185.9	647.7	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	64.5	300.0	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	85.2	182.3
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	726.6	2 156.2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	3.2	1.2	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	100.0	133.8
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 = 253.7$	$M_9 = 949.0$	$P_9 = 911.7$	$M_8 = 2 472.4$

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 117.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.34$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 794.7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.55$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.312$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 15.5^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = 911.7 \cdot 0.625 = 569.7 > E_d = 253.7$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 440$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 255$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Freccia in cima al pannello mm 18.52

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

$K_0 = 0.275$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Ed} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , ctg \ominus	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	563.9	563.9	127.9	153.2	90.1	82.2	120.3	20.3	73°, 1.0	9.01	26.61	4.52	10.70	857.0	342.7
2	373.1	373.1	0.0	295.1	55.0	48.5	125.0	125.0	90°, 1.7	9.93	36.54	7.10	11.43	634.2	331.9
3	239.5	239.5	0.0	167.9	42.3	35.8	125.0	125.0	-	8.38	32.13	7.10	8.30	404.8	245.3
4	-18.2	-18.2	0.0	16.6	22.9	16.4	125.0	125.0	-	4.42	10.91	7.10	0.00	-56.6	101.3
12	46.4	52.8	29.7	33.8	49.1	42.3	115.3	15.3	73°, 1.0	4.18	10.36	4.52	3.96	169.7	62.8
14	146.5	163.7	57.3	66.6	63.2	56.1	117.2	17.2	73°, 1.0	5.67	15.21	4.52	3.96	331.3	77.8
16	298.4	331.0	87.1	102.0	75.4	67.0	118.9	18.9	73°, 1.0	7.51	22.81	4.52	5.07	592.0	119.9

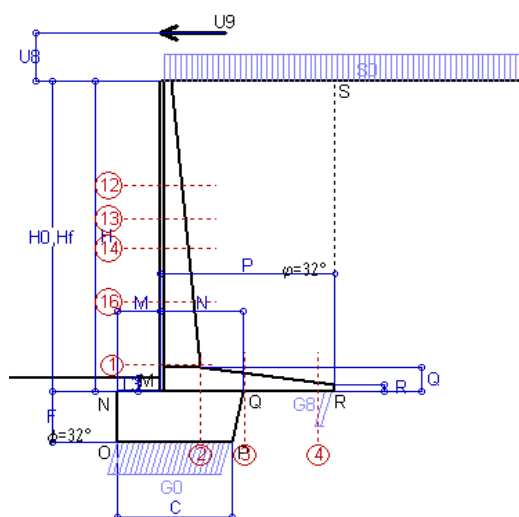
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08



Dati

$H_m =$	7.00 m	Prefabbricato tipo u70NM	$H_0 =$	7.00 m
$C =$	2.55 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	7.00 m
$F =$	1.15 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	20.0 kN/m ²
$M =$	0.95 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	32°
$N =$	1.85 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	19.0 kN/m ³
$P =$	3.90 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.55 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.62
$U_v =$	1.10 m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 =$	14.29 kN/cad
$V_8 =$	0.00 m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 =$	0.00 kN/cad
$R =$	0.15 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.307
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	7.00 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.196

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	143.0	498.2	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	43.0	200.0	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	65.5	140.3
Peso terra e sovraccarico x 1	0.0	0.0	546.9	1 623.8
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	105.7	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.5	0.9	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	76.9	102.9
TOTALI (GEO e STR)	S₉ =	M₉ =	P₉ =	M₈ =
	199.9	804.9	689.3	1 867.0

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzieria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	58.5 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$	0.22 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$	630.8 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$	2.55 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0.247 MPa			
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale	$\beta =$	16.2°			

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = 689.3 * 0.625 = 430.7 > E_d = 199.9$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 =$ 347 kN Lato monte (punto Q) $G_7 =$ 207 kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 =$ 0.275

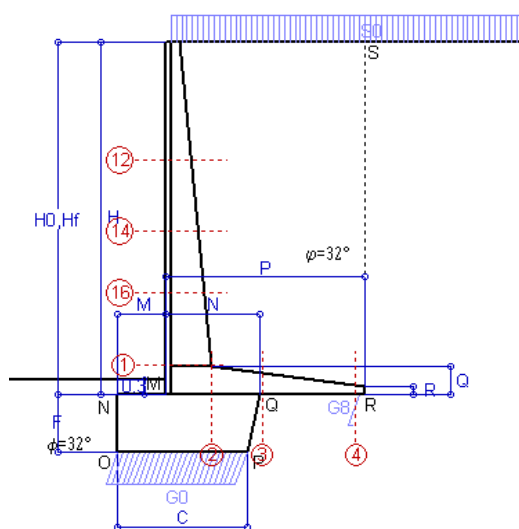
Freccia in cima al pannello mm 21.34

$K_0 =$ 0.275

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctg⊖	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	519.6	519.6	96.0	114.9	90.1	82.2	120.3	20.3	73°, 1.0	8.88	26.61	4.52	10.70	848.8	353.6
2	365.9	365.9	0.0	265.3	55.0	48.5	125.0	125.0	-	9.93	36.54	7.10	11.43	634.2	294.4
3	247.1	247.1	0.0	137.2	42.3	35.8	125.0	125.0	-	8.38	32.13	7.10	8.30	404.8	245.3
4	-6.1	-6.1	0.0	6.8	20.2	13.7	125.0	125.0	-	4.28	9.33	7.10	0.00	-48.6	89.5
12	82.2	88.6	21.9	26.5	49.1	42.3	115.3	15.3	73°, 1.0	4.15	10.36	4.52	3.96	168.8	65.7
13	125.2	135.5	32.3	38.0	56.6	49.1	116.3	16.3	73°, 1.0	4.62	11.40	4.52	3.96	217.1	74.4
14	174.9	190.0	42.6	50.3	63.2	56.1	117.2	17.2	73°, 1.0	5.60	15.21	4.52	3.96	329.0	82.9
16	303.7	330.7	65.1	76.2	75.4	67.0	118.9	18.9	73°, 1.0	7.42	22.81	4.52	5.07	587.6	127.3

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Dati

$H_m =$	7.00 m	Prefabbricato tipo u70NM	$H_0 =$	7.00 m
$C =$	2.55 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	7.00 m
$F =$	1.15 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	20.0 kN/m ²
$M =$	0.95 m	Angolo d'attrito della terra $= \arctan(\tan \varphi / 1.25) =$	$\varphi =$	26.56°
$N =$	1.85 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	19.0 kN/m ³
$P =$	3.90 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.55 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.500
$R =$	0.15 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_0 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.382
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	7.00 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.260

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	177.8	619.5	0.0	0.0		
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	69.5	323.3	0.0	0.0		
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	65.5	140.3		
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	570.3	1 691.7		
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.3	1.3	0.0	0.0		
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	76.9	102.9		
TOTALI (GEO)	S_g =	M_g =	P_g =	M_g =		
	250.6	944.0	712.7	1 934.9		
TOTALI (EQU) con i coeff. di tab. 3	279.4	#####		2 095.6		

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	26.3 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$	0.10 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$	686.4 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$	2.55 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$				0.269 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale	$\beta =$				19.4°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = 712.7 * 0.5 = 356.3 > Ed = 279.4$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = 1934.9 > Ed = 1055.9$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = 1227.9 > Ed = 738.6$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 356$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 253$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 19.34

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.340$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctg(°)	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	566.6	566.6	103.0	153.3	90.1	82.2	120.3	20.3	73°, 1.0	8.91	26.61	4.52	10.70	850.6	343.1
2	442.0	442.0	0.0	276.4	55.0	48.5	125.0	125.0	90°, 1.6	9.93	36.54	7.10	11.43	634.2	312.4
3	329.4	329.4	0.0	149.1	42.3	35.8	125.0	125.0	-	8.38	32.13	7.10	8.30	404.8	245.3
4	-1.2	-1.2	0.0	1.7	17.3	10.8	125.0	125.0	-	4.04	7.64	7.10	0.00	-39.6	76.5
12	48.0	54.5	24.1	34.8	49.1	42.3	115.3	15.3	73°, 1.0	4.16	10.36	4.52	3.96	169.1	62.7
14	149.4	166.9	46.4	67.6	63.2	56.1	117.2	17.2	73°, 1.0	5.62	15.21	4.52	3.96	329.6	77.8
16	302.0	334.7	70.3	102.7	75.4	67.0	118.9	18.9	73°, 1.0	7.44	22.81	4.52	5.07	588.7	120.0

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

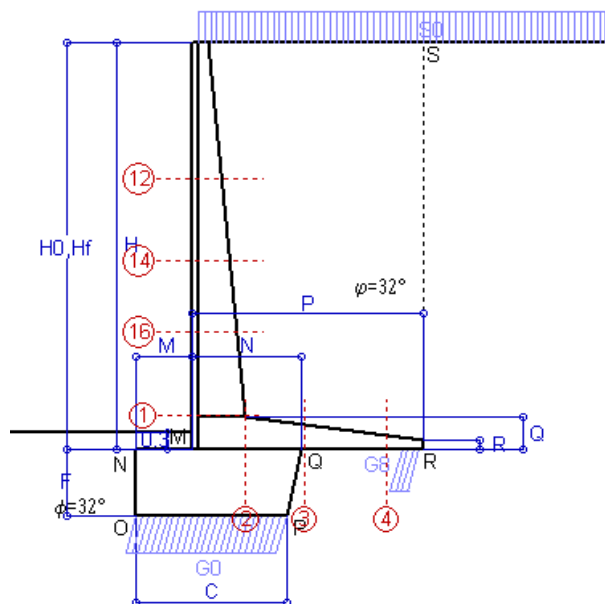
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

-- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino
ZOGNO (BG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1
*non sommati

Totali

Dati

$H_m = 7.00$ m	Prefabbricato tipo u70NM	$H_0 = 7.00$ m
$C = 2.55$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.00$ m
$F = 1.15$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 32^\circ$
$M = 0.95$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 1.85$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 3.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 7.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.196$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
143.03	498.22	0.00	0.00
43.02	200.03	0.00	0.00
0.00	0.00	65.50	140.26
0.00	0.00	546.92	1 623.84
2.47	0.95	0.00	0.00
0.00	0.00	76.91	102.94
$S_9 = 188.51$	$M_9 = 699.19$	$P_9 = 689.33$	$M_8 = 1 867.03$

GRADO di stabilità al ribaltamento	$\eta_{rib} =$	valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	2.441
GRADO di stabilità allo scorrimento	$\eta_{scorr} =$	(attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	= 2.285
Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	94.06 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 = 0.35 \text{ m}$
Carico sul terreno della fondazione:	$G_0 =$	595.27 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio.	$C_8 = 2.55 \text{ m}$
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0.234 MPa	
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta =$	15.3°	

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 12.29

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	415.6	96.0	163.3	120.3	90.1	82.2	26.61	4.52	187	7.06	40	0.148
2	270.1	0.0	299.8	125.0	55.0	48.5	36.54	7.10	165	8.36	52	0.216
3	168.7	0.0	194.2	125.0	42.3	35.8	32.13	7.10	160	8.96	52	0.201
4	-15.9	0.0	0.0	125.0	23.4	16.9	11.21	7.10	128	5.57	52	0.000
12	33.1	21.9	31.8	115.3	49.1	42.3	10.74	4.52	71	2.38	38	0.000
14	106.0	42.6	67.1	117.2	63.2	56.1	15.21	4.52	123	4.09	38	0.085
16	218.2	65.1	107.2	118.9	75.4	67.0	22.81	4.52	142	5.33	38	0.103

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

-- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino

ZOGNO (BG)

Dati

$H_m = 7.00$ m	Prefabbricato tipo u70NM	$H_0 = 7.00$ m
$C = 2.55$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.00$ m
$F = 1.15$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 32^\circ$
$M = 0.95$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 1.85$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 3.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.307$

agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 7.00$ m

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.196$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
143.03	498.22	0.00	0.00
32.26	150.02	0.00	0.00
0.00	0.00	65.50	140.26
0.00	0.00	527.42	1 567.29
2.47	0.95	0.00	0.00
0.00	0.00	76.91	102.94
$S_9 = 177.76$	$M_9 = 649.18$	$P_9 = 669.83$	$M_8 = 1 810.48$

Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

*non sommati

Totale

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.562

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2.355

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 99.68$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.37$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 570.14$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. $C_8 = 2.55$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.224$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 14.9^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 11.07

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	382.0	92.0	153.2	120.3	90.1	82.2	26.61	4.52	172	6.50	40	0.133
2	248.3	0.0	275.6	125.0	55.0	48.5	36.54	7.10	152	7.68	52	0.189
3	145.7	0.0	178.2	125.0	42.3	35.8	32.13	7.10	138	7.74	52	0.160
4	-19.1	0.0	0.0	125.0	24.1	17.7	11.66	7.10	148	6.26	52	0.000
12	28.5	20.4	28.1	115.3	49.1	42.3	10.74	4.52	61	2.05	38	0.000
14	94.2	40.3	61.1	117.2	63.2	56.1	15.21	4.52	109	3.64	38	0.069
16	197.6	62.0	99.2	118.9	75.4	67.0	22.81	4.52	128	4.84	38	0.090

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

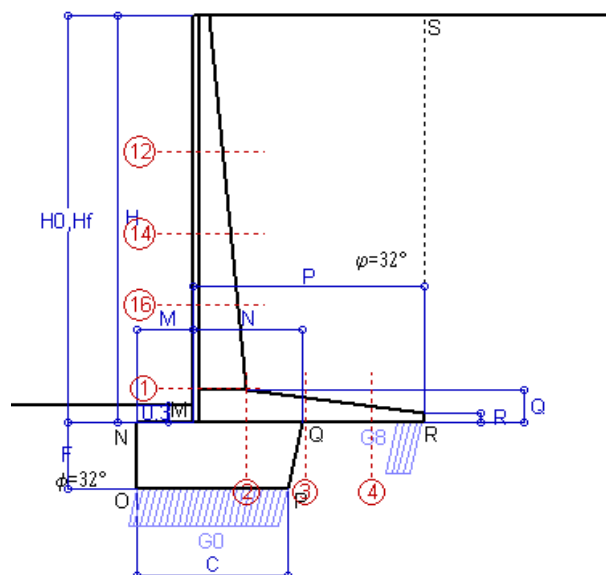
14/11/17

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

-- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino
ZOGNO (BG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1
**non sommati*

Totale

Dati

$H_m = 7.00$ m	Prefabbricato tipo u70NM	$H_0 = 7.00$ m
$C = 2.55$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.00$ m
$F = 1.15$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 32^\circ$
$M = 0.95$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.85$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 3.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 7.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.196$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
143.03	498.22	0.00	0.00
0.00	0.00	65.50	140.26
0.00	0.00	468.92	1 397.64
2.47	0.95	0.00	0.00
0.00	0.00	76.91	102.94
$S_9 = 145.50$	$M_9 = 499.16$	$P_9 = 611.33$	$M_8 = 1 640.83$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 3.087
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2.625
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 117.60$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.44$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 493.73$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. $C_8 = 2.55$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.194$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13.4^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 7.43

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

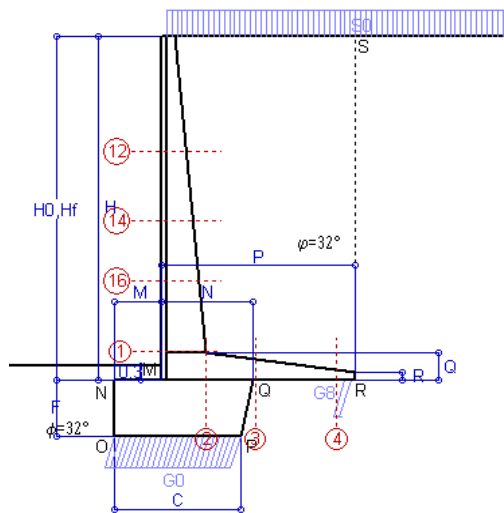
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. im. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	281.1	80.1	122.7	120.3	90.1	82.2	26.61	4.52	125	4.83	40	0.088
2	182.7	0.0	202.8	125.0	55.0	48.5	36.54	7.10	112	5.66	52	0.100
3	75.5	0.0	128.9	125.0	42.3	35.8	32.13	7.10	72	4.01	52	0.000
4	-32.5	0.0	0.0	125.0	26.9	20.4	13.27	7.10	222	8.52	52	0.000
12	14.6	16.0	16.8	115.3	49.1	42.3	10.74	4.52	30	1.08	38	0.000
14	58.8	33.2	43.0	117.2	63.2	56.1	15.21	4.52	66	2.30	38	0.000
16	135.7	52.6	75.3	118.9	75.4	67.0	22.81	4.52	86	3.36	38	0.047

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2.88^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.049$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.025$

Dati

$H_m =$	7.00 m	Acceleraz. orizz. al suolo	$a_g/g = 0.136$
$C =$	2.55 m	Prefabbricato tipo u70NM	$H_0 = 7.00$ m
$F =$	1.15 m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.00$ m
$M =$	0.95 m	Sovraccarico sul rilevato (20%)	$S_0 = 4.0$ kN/m ²
$N =$	1.85 m	Angolo d'attrito della terra $= \arctan(\tan \phi / 1.25) =$	26.56°
$P =$	3.90 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.500$
$Q =$	0.55 m	Accelerazione massima locale	$a_{max}/g = 0.204$
$U_1 =$	0.0 m	Coeff. riduz. acceleraz. max attesa	$\beta_m = 0.24$
$R =$	0.15 m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 0.0\%$
		Pendenza del rilevato lontano dal muro	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma)	$K_1 = 0.390$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 7.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 7.21^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.293$
Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)	$K_p = 2.53$
(Dati: $\phi = 26.56^\circ$ $\epsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)	

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	180.2	627.8	22.8	110.6
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	10.8	50.4	1.4	6.7
Peso struttura (parete+platea) x 1	3.2	8.3	64.6	136.8
Peso terra e sovraccarico x 1	22.4	111.1	472.1	1 407.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	4.0	1.4	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	3.7	2.2	75.0	100.4
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-25.3*	-12.2*	0.0*	0.0*
*non sommati				
TOTALI (GEO)	$S_9 = 224.3$	$M_9 = 801.3$	$P_9 = 635.9$	$M_8 = 1 762.0$
TOTALI (EQU) con i coeff. di tab. 3	224.3	801.3		1 762.0

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 52.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 = 0.20$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 583.9$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 = 2.55$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.229$ MPa
OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 17.4^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = 635.9 \cdot 0.5 + 25.3 = 343.2 > E_d = 224.3$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = 1762 + 12.2 = 1774.3 > E_d = 801.3$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = 1128.8 > E_d = 548.5$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione:

Lato valle (punto M) $G_6 = 302$ kN

Lato monte (punto Q) $G_7 = 207$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)

Freccia in cima al pannello mm 13.37

$K_0 = 0.375$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com-presso	b _w larghez-za taglio	staffe α°, ctg⊕	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen-trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	425.4	425.4	90.3	132.9	90.1	82.2	120.3	20.3	73°, 1.0	8.85	26.61	4.52	10.70	847.3	345.8
2	319.0	319.0	0.0	211.3	55.0	48.5	125.0	125.0	-	9.93	36.54	7.10	11.43	634.2	294.4
3	228.8	228.8	0.0	126.2	42.3	35.8	125.0	125.0	-	8.38	32.13	7.10	8.30	404.8	245.3
4	-5.9	-5.9	0.0	6.6	20.0	13.6	125.0	125.0	-	4.27	9.25	7.10	0.00	-48.2	88.9
12	25.5	29.5	18.3	22.4	49.1	42.3	115.3	15.3	73°, 1.0	4.13	10.36	4.52	3.96	168.4	65.3
14	94.8	107.5	37.7	51.2	63.2	56.1	117.2	17.2	73°, 1.0	5.58	15.21	4.52	3.96	328.3	80.7
16	210.5	236.3	59.6	84.2	75.4	67.0	118.9	18.9	73°, 1.0	7.40	22.81	4.52	5.07	586.5	122.9

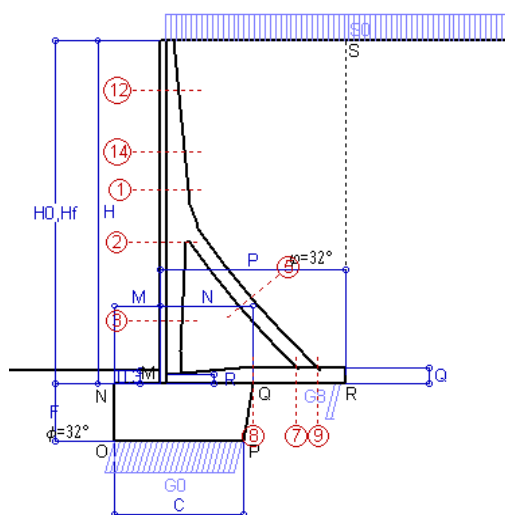
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

14/11/17

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

**Dati**

$H_m =$	7.50 m	Prefabbricato tipo u75TM	$H_0 =$	7.50 m
$C =$	2.80 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	7.50 m
$F =$	1.25 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	20.0 kN/m ²
$M =$	1.00 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	32°
$N =$	2.00 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	19.0 kN/m ³
$P =$	4.00 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.35 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.62
$R =$	0.20 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.307
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	7.50 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.215

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	213.4	800.4	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	69.1	345.7	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	83.9	179.5
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	797.2	2 446.6
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	4.2	1.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	117.8	170.9
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$
	286.7	1 147.8	999.0	2 797.0

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	80.0 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$	0.22 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$	919.0 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$	2.80 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$				0.328 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale	$\beta =$				16.0°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = 999 \cdot 0.625 = 624.2 > E_d = 286.7$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 481$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 320$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

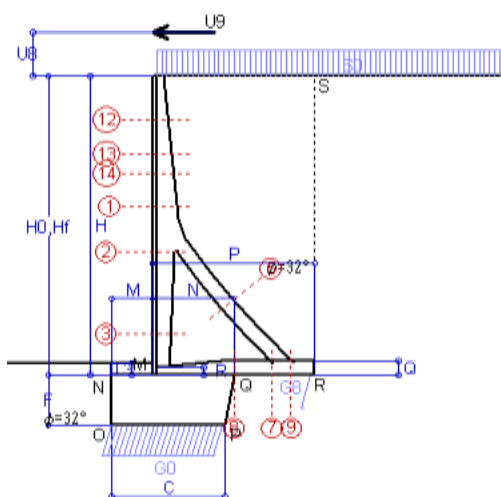
Freccia in cima al pannello mm	2.48
$K_0 =$	0.275

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Ed} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , ctg ϕ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	101.7	114.7	47.1	53.8	60.2	53.2	120.7	20.5	73°, 1.0	4.70	11.12	4.15	4.02	232.7	77.3
2	57.2	67.0	315.8	-87.5	53.8	49.0	112.0	22.5	90°, 1.0	4.95	5.56	6.50	10.75	152.9	-171.5
3	-34.6	-34.6	359.8	0.0	42.5	37.5	22.5	22.5	-	11.85	4.02	6.50	4.51	-171.7	76.9
5	-21.5	-21.5	-322.3	37.5	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	4.47	7.57	9.11	5.46	-47.1	53.6
7	-27.3	-19.4	207.2	-85.8	35.0	28.9	125.0	125.0	-	4.73	11.12	5.65	10.67	-97.8	-182.1
8	11.5	11.5	207.2	91.1	35.0	29.0	125.0	125.0	-	4.74	7.10	5.65	3.39	111.1	182.5
9	34.5	34.5	0.0	47.3	35.0	29.0	125.0	125.0	-	4.30	11.12	2.26	11.22	120.9	156.8
12	7.6	9.2	11.0	12.3	37.9	31.1	117.6	14.8	73°, 1.0	4.01	13.17	4.15	4.02	154.7	49.8
14	49.7	56.7	31.3	35.3	51.8	44.7	124.0	18.3	73°, 1.0	4.21	10.91	4.15	4.02	189.1	66.8

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{ed} = M_{edu}$ perché il momento flettente è già massimo



Dati

$H_m =$	7.50 m	Prefabbricato tipo u75TM	$H_0 =$	7.50 m
$C =$	2.80 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	7.50 m
$F =$	1.25 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	20.0 kN/m ²
$M =$	1.00 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	32°
$N =$	2.00 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	19.0 kN/m ³
$P =$	4.00 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.35 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.62
$U_v =$	1.10 m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 =$	14.29 kN/cad
$V_8 =$	0.00 m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 =$	0.00 kN/cad
$R =$	0.20 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.307
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	7.50 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.215

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	164.2	615.7	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	46.1	230.4	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	64.5	138.0
Peso terra e sovraccarico x 1	0.0	0.0	600.9	1 845.1
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	112.6	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.2	1.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	90.6	131.5
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$
	224.9	960.1	756.1	2 114.6

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	30.2 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 =$	0.11 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$	725.9 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 =$	2.80 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff				$\sigma_t =$	0.259 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale				$\beta =$	16.6°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = 756.1 \cdot 0.625 = 472.5 > E_d = 224.9$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 377$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 258$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

Freccia in cima al pannello mm	6.55
$K_0 =$	0.275

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	$M_{Ed,u}$ (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , ctg \ominus	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	134.8	146.6	35.0	41.2	60.2	53.2	120.7	20.5	73°, 1.0	4.64	11.12	4.15	4.02	230.8	81.6
2	95.1	104.1	274.7	-70.7	53.8	49.0	112.0	22.5	90°, 1.0	4.77	5.56	6.50	10.75	146.9	-175.0
3	-4.5	-4.5	317.8	0.0	42.5	37.5	22.5	22.5	-	10.76	4.02	6.50	4.51	-163.2	74.2
5	-16.1	-16.1	-284.8	28.1	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	4.82	7.57	9.11	5.46	-51.7	53.6
7	2.6	7.8	183.0	-58.3	35.0	29.0	125.0	125.0	-	5.31	11.12	5.65	10.67	147.3	-179.5
8	38.6	38.6	183.0	75.6	35.0	29.0	125.0	125.0	-	4.63	7.10	5.65	3.39	107.7	179.5
9	38.5	38.5	0.0	52.6	35.0	29.0	125.0	125.0	-	4.30	11.12	2.26	11.22	120.9	156.8
12	36.2	38.6	8.1	12.1	37.9	31.1	117.6	14.8	73°, 1.0	4.00	13.17	4.15	4.02	154.4	51.2
13	63.7	68.6	17.0	21.0	46.7	39.2	122.2	17.0	73°, 1.0	4.15	12.04	4.15	4.02	180.6	62.7
14	85.4	92.4	23.1	27.8	51.8	44.7	124.0	18.3	73°, 1.0	4.17	10.91	4.15	4.02	188.1	70.0

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

17/11/17

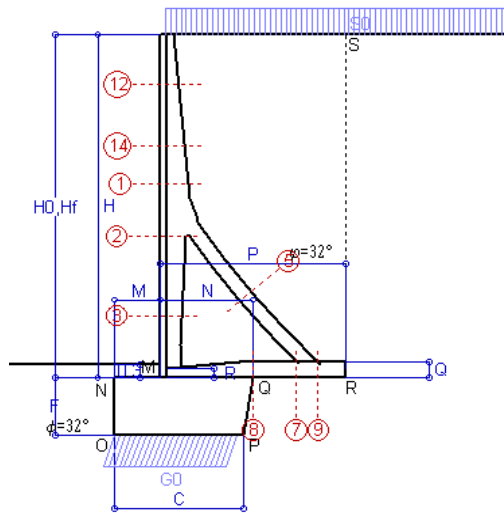
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Le sezioni sulla parete prefabbricata (come la 12) sono collocate poco sopra il piego di ogni ferro, senza più considerarne il contributo.

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

ZOGNO (BG)



Dati

$H_m =$	7.50 m	Prefabbricato tipo u75TM	$H_0 =$	7.50 m
$C =$	2.80 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	7.50 m
$F =$	1.25 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	20.0 kN/m ²
$M =$	1.00 m	Angolo d'attrito della terra	$= \arctan(\tan \phi / 1.25) =$	26.56°
$N =$	2.00 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	19.0 kN/m ³
$P =$	4.00 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.35 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.500
$R =$	0.20 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.382
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	7.50 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.280

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	204.2	765.6	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	74.5	372.5	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	64.5	138.0
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	624.9	1 917.1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	4.5	1.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	90.6	131.5
TOTALI (GEO)	283.2	1 139.8	780.1	2 186.6
TOTALI (EQU) con i coeff. di tab. 3	315.5	1 273.8		2 368.1

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	G8 = 0.0 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	Q8 = 0.00 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	G0 = 780.1 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	C8 = 2.68 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			σt = 0.291 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			β = 19.9°
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo		Rd = 780.1 * 0.5 = 390.0	> Ed = 315.5
Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo		Rd = 2186.6	> Ed = 1273.8
Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo		Rd = 1365.6	> Ed = 885.7
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione:			
	Lato valle (punto M) G6 = 402 kN	Lato monte (punto Q) G7 = 288 kN	

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 =$ 0.340

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Ed} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , ctg(°)	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	104.0	117.2	38.2	54.8	60.2	53.2	120.7	20.5	73°, 1.0	4.66	11.12	4.15	4.02	231.3	77.2
2	59.8	69.7	310.6	-87.1	53.8	49.0	112.0	22.5	90°, 1.0	4.92	5.56	6.50	10.75	152.2	-171.5
3	-33.6	-33.6	348.4	0.0	42.5	37.5	22.5	22.5	-	11.56	4.02	6.50	4.51	-169.4	76.2
5	-16.9	-16.9	-325.7	29.5	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	4.43	7.57	9.11	5.46	-46.7	53.6
7	30.6	33.6	209.4	-50.1	35.0	29.0	125.0	125.0	-	5.42	11.12	5.65	10.67	150.8	-182.8
8	76.5	76.5	209.4	86.4	35.0	29.0	125.0	125.0	-	4.75	7.10	5.65	3.39	111.4	182.8
9	52.5	52.5	0.0	87.1	35.0	29.0	125.0	125.0	-	4.30	11.12	2.26	11.22	120.9	156.8
12	8.0	9.7	9.0	12.9	37.9	31.1	117.6	14.8	73°, 1.0	4.00	13.17	4.15	4.02	154.5	49.6
14	51.3	58.4	25.4	36.3	51.8	44.7	124.0	18.3	73°, 1.0	4.18	10.91	4.15	4.02	188.4	66.7

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

17/11/17

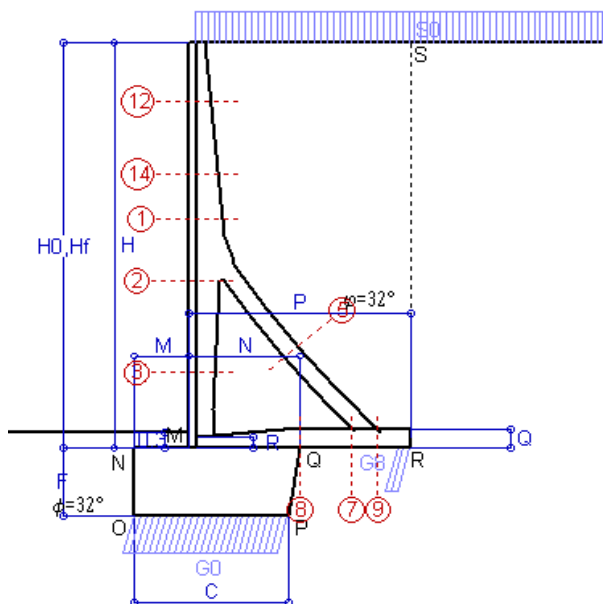
Norma: Italia: D.M. 14/1/08

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{ed} = M_{edu}$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino
ZOGNO (BG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1
*non sommati

Totali

Dati

$H_m = 7.50$ m	Prefabbricato tipo u75TM	$H_0 = 7.50$ m
$C = 2.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.50$ m
$F = 1.25$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 32^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 2.00$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 4.00$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 7.50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.215$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
164.19	615.72	0.00	0.00
46.09	230.44	0.00	0.00
0.00	0.00	64.55	138.05
0.00	0.00	600.95	1 845.08
3.20	1.33	0.00	0.00
0.00	0.00	90.62	131.46
$S_9 = 213.48$	$M_9 = 847.49$	$P_9 = 756.12$	$M_8 = 2 114.59$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.259
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2.213
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 66.62$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.23$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 689.50$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. $C_8 = 2.80$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.246$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 15.8^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.87

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		T E N S I O N I		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprим. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	73.1	35.0	52.6	120.7	60.2	53.2	11.12	4.15	120	3.46	38	0.055
2	40.2	238.2	-66.1	112.0	53.8	49.0	5.56	6.50	35	3.05	38	0.000
3	-27.6	273.0	0.0	22.5	42.5	37.5	4.02	6.50	-4	4.07	38	0.000
5	-13.2	-237.2	27.8	0.0	34.0	22.2	7.57	9.11	200	0.00	38	0.142
7	-25.1	152.4	-67.3	125.0	35.0	28.9	11.12	5.65	27	2.52	50	0.000
8	1.7	152.4	66.6	125.0	35.0	29.0	7.10	5.65	-2	0.41	50	0.000
9	26.2	0.0	35.8	125.0	35.0	29.0	11.12	2.26	86	3.04	50	0.000
12	5.4	8.1	10.2	117.6	37.9	31.1	16.12	4.15	10	0.54	38	0.000
14	35.5	23.1	33.2	124.0	51.8	44.7	13.85	4.15	56	2.01	38	0.000

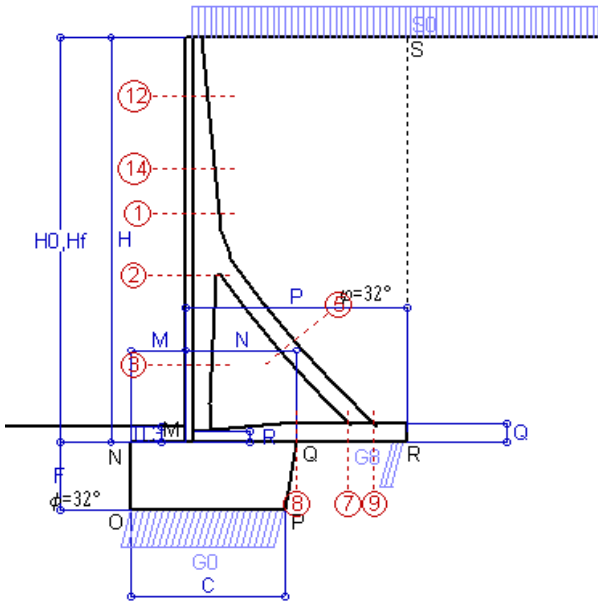
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino

ZOGNO (BG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1
*non sommati

Totale

Dati

$H_m = 7.50$ m	Prefabbricato tipo u75TM	$H_0 = 7.50$ m
$C = 2.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.50$ m
$F = 1.25$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 32^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 2.00$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 4.00$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 7.50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.215$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
164.19	615.72	0.00	0.00
34.57	172.83	0.00	0.00
0.00	0.00	64.55	138.05
0.00	0.00	580.95	1 785.08
3.20	1.33	0.00	0.00
0.00	0.00	90.62	131.46
$S_9 = 201.95$	$M_9 = 789.88$	$P_9 = 736.12$	$M_8 = 2 054.59$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	2.366
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	2.278
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$ 74.91 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 =$	0.26 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$ 661.20 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 =$	2.80 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0.236 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta =$	15.3°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.51

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

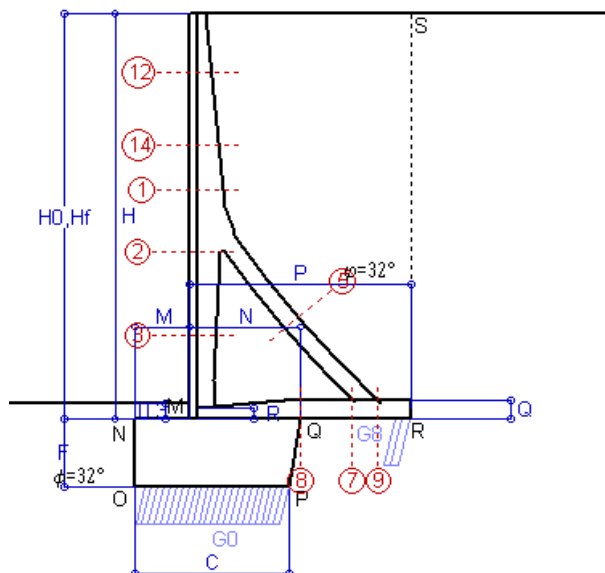
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		T E N S I O N I		FESSURAZIONE	
	Mom.flett.baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprим. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	64.3	33.0	47.4	120.7	60.2	53.2	11.12	4.15	105	3.06	38	0.000
2	32.7	222.0	-61.8	112.0	53.8	49.0	5.56	6.50	19	2.43	38	0.000
3	-29.6	255.0	0.0	22.5	42.5	37.5	4.02	6.50	-3	4.18	38	0.000
5	-12.7	-219.6	26.7	0.0	34.0	22.2	7.57	9.11	187	0.00	38	0.138
7	-31.9	141.2	-69.5	125.0	35.0	28.9	11.12	5.65	72	3.97	50	0.000
8	-9.7	141.2	60.8	125.0	35.0	28.9	7.10	5.65	0	0.69	50	0.000
9	25.5	0.0	34.9	125.0	35.0	29.0	11.12	2.26	84	2.96	50	0.000
12	4.4	7.4	8.5	117.6	37.9	31.1	16.12	4.15	8	0.45	38	0.000
14	30.6	21.6	29.3	124.0	51.8	44.7	13.85	4.15	48	1.74	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino
ZOGNO (BG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1

*non sommati

Totale

Dati

$H_m = 7.50$ m	Prefabbricato tipo u75TM	$H_0 = 7.50$ m
$C = 2.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.50$ m
$F = 1.25$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 32^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 2.00$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 4.00$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 7.50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.215$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
164.19	615.72	0.00	0.00
0.00	0.00	64.55	138.05
0.00	0.00	520.95	1 605.08
3.20	1.33	0.00	0.00
0.00	0.00	90.62	131.46
$S_9 = 167.39$	$M_9 = 617.05$	$P_9 = 676.12$	$M_8 = 1 874.59$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.820

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2.524

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 81.59$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.29$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 594.53$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. $C_8 = 2.62$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.227$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13.9^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

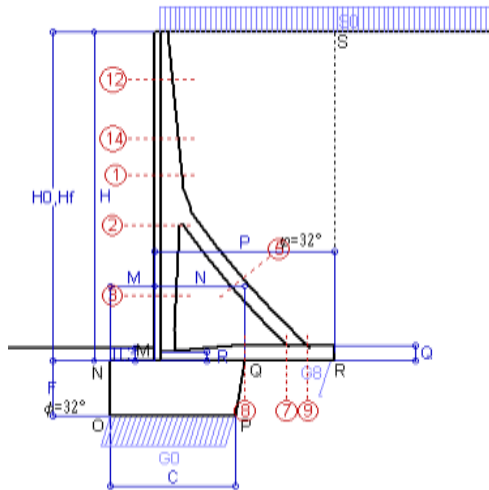
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. m. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	38.0	26.9	31.9	120.7	60.2	53.2	11.12	4.15	60	1.83	38	0.000
2	10.3	173.5	-49.0	112.0	53.8	49.0	5.56	6.50	-2	1.11	38	0.000
3	-35.9	200.8	0.0	22.5	42.5	37.5	4.02	6.50	2	4.80	38	0.000
5	-11.1	-167.0	23.3	0.0	34.0	22.2	7.57	9.11	149	0.00	38	0.099
7	-34.6	107.4	-53.2	125.0	35.0	28.9	11.12	5.65	118	4.87	50	0.000
8	-3.9	107.4	66.3	125.0	35.0	28.9	7.10	5.65	-1	0.39	50	0.000
9	23.4	0.0	32.0	125.0	35.0	29.0	11.12	2.26	77	2.72	50	0.000
12	1.5	5.4	3.4	117.6	37.9	31.1	16.12	4.15	2	0.16	38	0.000
14	15.9	17.1	17.7	124.0	51.8	44.7	13.85	4.15	24	0.93	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2.88^\circ$
Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.049$
Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.025$

Dati

$H_m = 7.50$ m
 $C = 2.80$ m
 $F = 1.25$ m
 $M = 1.00$ m
 $N = 2.00$ m
 $P = 4.00$ m
 $Q = 0.35$ m
 $U_1 = 0.0$ m
 $R = 0.20$ m

Acceleraz. orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u75TM

Altezza della terra contro il pannello $H_0 = 7.50$ m
Sovraccarico sul rilevato (20%) $S_0 = 4.0$ kN/m²
Angolo d'attrito della terra $= \arctan(\tan \phi / 1.25) = 26.56^\circ$
Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.500$
Accelerazione massima locale $a_{max}/g = 0.204$
Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.24$
Pendenza del rilevato vicino al muro $I_0 = 0.0\%$
Pendenza del rilevato lontano dal muro $I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.390$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 7.50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 7.21^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.313$
Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2.53$
(Dati: $\phi = 26.56^\circ$ $\epsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	206.9	775.8	26.2	130.9
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	11.6	58.1	1.5	7.4
Peso struttura (parete+platea) x 1	3.1	9.6	63.8	134.7
Peso terra e sovraccarico x 1	24.9	131.5	523.1	1 612.6
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	6.0	2.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	4.3	2.8	88.4	128.2
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-28.9*	-14.9*	0.0*	0.0*
	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$
TOTALI (GEO)	256.8	979.9	703.0	2 013.8
TOTALI (EQU) con i coeff. di tab. 3	256.8	979.9	2 013.8	

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 20.5$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.07$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 682.6$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2.80$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.244$ MPa
OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 18.0^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = 703 \cdot 0.5 + 28.9 = 380.4 > E_d = 256.8$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = 2013.8 + 14.9 = 2028.7 > E_d = 979.9$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = 1270.9 > E_d = 666.9$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 333$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 261$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 0.48

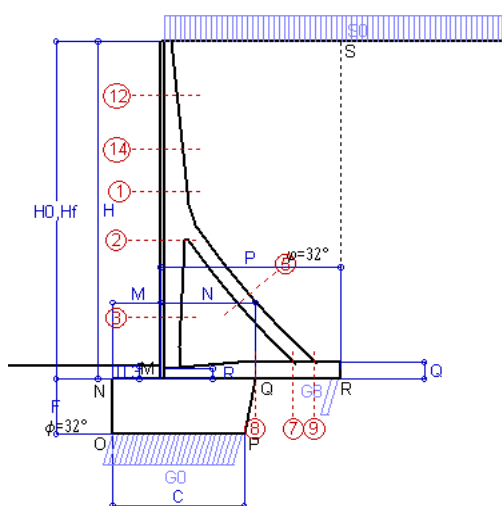
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) $K_0 = 0.375$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b_w larghezza taglio	staffe α° , $\text{ctg}(\Theta)$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	62.8	72.0	30.5	39.6	60.2	53.2	120.7	20.5	73°, 1.0	4.62	11.12	4.15	4.02	230.1	80.1
2	22.0	30.1	246.6	-77.4	53.8	49.0	112.0	22.5	90°, 1.0	4.64	5.56	6.50	10.75	142.8	-173.1
3	-48.3	-48.3	279.0	1.7	42.5	37.5	22.5	22.5	-	9.95	4.02	6.50	4.51	-154.8	71.7
5	-14.0	-14.0	-255.0	24.4	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	5.10	7.57	9.11	5.46	-55.4	53.6
7	12.9	14.8	163.9	-37.9	35.0	29.0	125.0	125.0	-	5.22	11.12	5.65	10.67	144.7	-177.2
8	61.8	61.8	163.9	85.7	35.0	29.0	125.0	125.0	-	4.55	7.10	5.65	3.39	105.0	177.2
9	39.1	39.1	0.0	54.7	35.0	29.0	125.0	125.0	-	4.30	11.12	2.26	11.22	120.9	156.8
12	3.1	3.9	6.2	6.1	37.9	31.1	117.6	14.8	73°, 1.0	3.99	13.17	4.15	4.02	154.3	51.8
14	27.7	32.2	19.4	23.7	51.8	44.7	124.0	18.3	73°, 1.0	4.16	10.91	4.15	4.02	187.7	69.6

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{Ed} = M_{Edu}$ perché il momento flettente è già massimo



Dati

$H_m =$	8.00 m	Prefabbricato tipo u80TM	$H_0 =$	8.00 m
$C =$	3.05 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	8.00 m
$F =$	1.30 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	20.0 kN/m ²
$M =$	1.10 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	32°
$N =$	2.20 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	19.0 kN/m ³
$P =$	4.20 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.40 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.62
$R =$	0.25 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.307
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	8.00 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.205

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	242.9	963.3	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	73.7	390.8	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	96.0	225.0
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	882.9	2 887.9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	4.3	1.9	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	134.1	213.1
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$
	320.9	1 356.0	1 113.1	3 326.0

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	82.7 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$	0.21 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$	1030.4 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$	3.05 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_1 =$	0.338 MPa			
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale	$\beta =$	16.1°			

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = 1113.1 \cdot 0.625 = 695.5 > E_d = 320.9$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 553$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 343$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

Freccia in cima al pannello mm	3.12
$K_0 =$	0.275

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctg(ϕ)	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	126.5	142.3	53.5	61.3	63.3	56.2	120.9	20.6	73°, 1.0	5.11	12.60	4.15	4.02	277.7	80.3
2	72.4	84.1	353.2	-98.0	56.8	52.0	112.0	22.5	90°, 1.0	5.40	6.57	6.50	10.44	187.9	-175.6
3	-39.7	-39.7	402.6	0.0	44.3	39.3	22.5	22.5	-	12.96	4.02	6.50	4.54	-189.3	81.5
5	-25.2	-25.2	-361.8	42.2	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	4.69	9.11	10.05	5.69	-51.0	55.7
7	-29.6	-18.7	232.5	-92.8	40.0	33.8	125.0	125.0	-	5.08	11.12	6.47	9.93	-126.0	-203.1
8	2.3	2.3	232.5	69.8	40.0	34.0	125.0	125.0	-	5.10	7.10	6.47	3.57	133.6	204.0
9	38.8	38.8	0.0	51.5	40.0	34.0	125.0	125.0	-	4.60	11.12	3.08	9.82	142.3	174.3
12	11.3	13.4	13.6	15.2	40.0	33.1	118.3	15.1	73°, 1.0	4.03	12.68	4.15	4.02	159.6	52.6
14	56.2	63.9	33.5	37.9	53.0	45.9	124.0	18.2	73°, 1.0	4.18	10.42	4.15	4.02	186.5	68.3

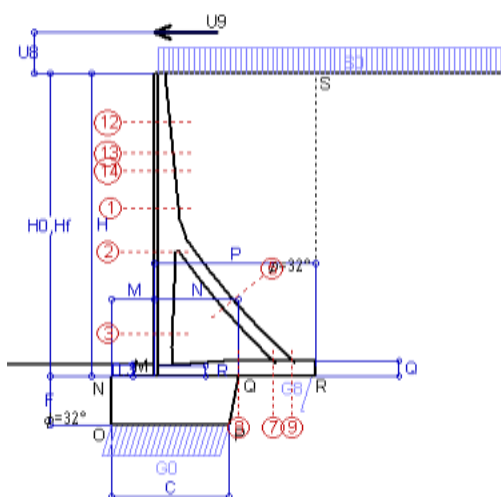
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

17/11/17

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{ed} = M_{edu}$ perché il momento flettente è già massimo



Dati

$H_m =$	8.00 m	Prefabbricato tipo u80TM	$H_0 =$	8.00 m
$C =$	3.05 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	8.00 m
$F =$	1.30 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	20.0 kN/m ²
$M =$	1.10 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	32°
$N =$	2.20 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	19.0 kN/m ³
$P =$	4.20 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.40 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.62
$U_v =$	1.10 m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 =$	14.29 kN/cad
$V_8 =$	0.00 m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 =$	0.00 kN/cad
$R =$	0.25 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.307
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	8.00 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.205

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	186.8	741.0	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	49.2	260.6	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	73.9	173.1
Peso terra e sovraccarico x 1	0.0	0.0	666.3	2 180.1
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	118.9	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.3	1.4	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	103.2	163.9
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$
	250.7	1 121.9	843.3	2 517.1

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	32.7 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 =$	0.11 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$	810.6 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 =$	3.05 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$				0.266 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale	$\beta =$				16.6°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = 843.3 \cdot 0.625 = 527.0 > E_d = 250.7$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 433$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 275$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

Freccia in cima al pannello mm	7.34
$K_0 =$	0.275

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Ed} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , ctg \ominus	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	157.2	171.1	39.8	46.6	63.3	56.2	120.9	20.6	73°, 1.0	5.04	12.60	4.15	4.02	275.4	85.2
2	109.6	120.2	303.2	-78.0	56.8	52.0	112.0	22.5	90°, 1.0	5.18	6.57	6.50	10.44	180.1	-179.5
3	-7.1	-7.1	350.4	0.0	44.3	39.3	22.5	22.5	-	11.61	4.02	6.50	4.54	-178.5	78.1
5	-19.0	-19.0	-314.3	31.7	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	5.08	9.11	10.05	5.69	-56.7	55.7
7	1.7	8.9	202.0	-63.7	40.0	34.0	125.0	125.0	-	5.65	11.12	6.47	9.93	175.9	-200.1
8	32.0	32.0	202.0	59.5	40.0	34.0	125.0	125.0	-	4.97	7.10	6.47	3.57	128.6	200.1
9	43.4	43.4	0.0	57.6	40.0	34.0	125.0	125.0	-	4.60	11.12	3.08	9.82	142.3	174.3
12	41.6	44.6	10.0	14.0	40.0	33.1	118.3	15.1	73°, 1.0	4.02	12.68	4.15	4.02	159.3	54.3
13	70.1	75.6	18.9	23.0	48.3	40.8	122.3	17.1	73°, 1.0	4.14	11.55	4.15	4.02	180.8	64.8
14	91.9	99.5	24.8	29.7	53.0	45.9	124.0	18.2	73°, 1.0	4.14	10.42	4.15	4.02	185.4	71.7

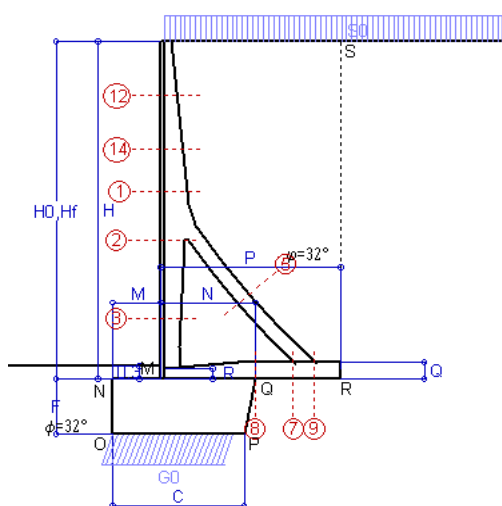
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

17/11/17

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Le sezioni sulla parete prefabbricata (come la 12) sono collocate poco sopra il piego di ogni ferro, senza più considerarne il contributo.

Norma: Italia: D.M. 14/1/08



Dati

$H_m =$	8.00 m	Prefabbricato tipo u80TM	$H_0 =$	8.00 m
$C =$	3.05 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	8.00 m
$F =$	1.30 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	20.0 kN/m ²
$M =$	1.10 m	Angolo d'attrito della terra = $\text{atn}(\tan \phi / 1.25) =$		26.56°
$N =$	2.20 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	19.0 kN/m ³
$P =$	4.20 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.40 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.500
$R =$	0.25 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.382
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	8.00 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.269

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	232.3	921.4	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	79.5	421.2	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	73.9	173.1
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	691.5	2 260.8
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	4.8	1.9	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	103.2	163.9
TOTALI (GEO)	S₉ =	M₉ =	P₉ =	M₈ =
TOTALI (EQU) con i coeff. di tab. 3	316.5	1 344.4	868.5	2 597.8
	352.5	1 501.6		2 809.0

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	G8 = 0.0 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	Q8 = 0.00 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	G0 = 868.5 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	C8 = 2.89 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			σt = 0.301 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			β = 20.0°
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo		Rd = 868.5 * 0.5 = 434.2	> Ed = 352.5
Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo		Rd = 2597.8	> Ed = 1501.6
Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo		Rd = 1592.0	> Ed = 1050.2
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione:	Lato valle (punto M) G6 = 468 kN	Lato monte (punto Q) G7 = 298 kN	

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

Freccia in cima al pannello mm	3.41
$K_0 =$	0.340

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Ed} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , ctg \ominus	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	129.1	145.1	43.3	62.3	63.3	56.2	120.9	20.6	73°, 1.0	5.06	12.60	4.15	4.02	276.0	80.3
2	75.2	87.1	346.9	-97.4	56.8	52.0	112.0	22.5	90°, 1.0	5.37	6.57	6.50	10.44	186.9	-175.6
3	-38.5	-38.5	389.2	0.0	44.3	39.3	22.5	22.5	-	12.62	4.02	6.50	4.54	-186.6	80.6
5	-19.8	-19.8	-365.0	33.2	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	4.66	9.11	10.05	5.69	-50.6	55.7
7	31.3	36.5	234.6	-60.1	40.0	34.0	125.0	125.0	-	5.79	11.12	6.47	9.93	181.1	-204.3
8	66.6	66.6	234.6	64.9	40.0	34.0	125.0	125.0	-	5.11	7.10	6.47	3.57	133.9	204.3
9	58.9	58.9	0.0	86.2	40.0	34.0	125.0	125.0	-	4.60	11.12	3.08	9.82	142.3	174.3
12	11.8	14.0	11.2	16.0	40.0	33.1	118.3	15.1	73°, 1.0	4.03	12.68	4.15	4.02	159.4	52.4
14	57.9	65.8	27.2	38.9	53.0	45.9	124.0	18.2	73°, 1.0	4.15	10.42	4.15	4.02	185.7	68.1

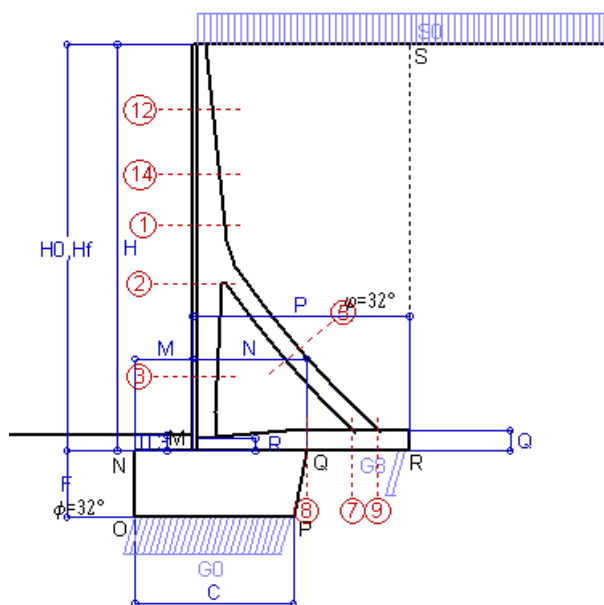
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{ed} = M_{edu}$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino
ZOGNO (BG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1
*non sommati

Totale

Dati

$H_m = 8.00$ m	Prefabbricato tipo u80TM	$H_0 = 8.00$ m
$C = 3.05$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.00$ m
$F = 1.30$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 32^\circ$
$M = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 2.20$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 8.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.205$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
186.81	741.03	0.00	0.00
49.16	260.56	0.00	0.00
0.00	0.00	73.86	173.08
0.00	0.00	666.27	2 180.14
3.28	1.42	0.00	0.00
0.00	0.00	103.19	163.89
$S_9 = 239.26$	$M_9 = 1 003.00$	$P_9 = 843.31$	$M_8 = 2 517.11$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.215
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2.202
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 69.27$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.23$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 774.04$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 3.05$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.254$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 15.8^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1.18

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		T E N S I O N I		FESSURAZIONE	
	Mom.flett.baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprим. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	91.3	39.8	60.7	120.9	63.3	56.2	12.60	4.15	125	3.75	38	0.068
2	51.3	266.7	-74.9	112.0	56.8	52.0	6.57	6.50	41	3.42	38	0.000
3	-31.7	305.7	0.0	22.5	44.3	39.3	4.02	6.50	-4	4.36	38	0.000
5	-15.6	-266.7	31.1	0.0	34.0	22.0	9.11	10.05	206	0.00	38	0.146
7	-27.6	171.4	-72.9	125.0	40.0	33.8	11.12	6.47	13	1.78	50	0.000
8	-6.1	171.4	50.2	125.0	40.0	33.8	7.10	6.47	-1	0.52	50	0.000
9	29.5	0.0	39.1	125.0	40.0	34.0	11.12	3.08	82	2.67	50	0.000
12	7.9	10.0	13.0	118.3	40.0	33.1	15.06	4.15	15	0.74	38	0.000
14	40.1	24.8	35.9	124.0	53.0	45.9	12.79	4.15	66	2.24	38	0.000

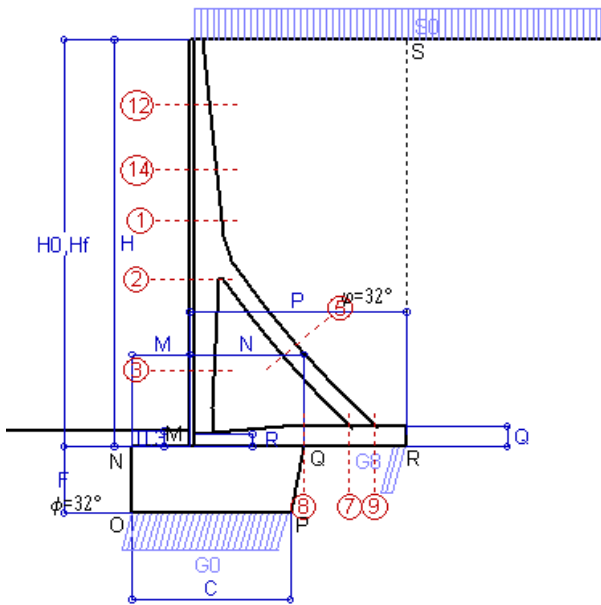
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino

ZOGNO (BG)



Dati

$H_m = 8.00$ m	Prefabbricato tipo	u80TM	$H_0 = 8.00$ m
$C = 3.05$ m	Altezza della terra contro il pannello		$H = 8.00$ m
$F = 1.30$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 32^\circ$	
$M = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²	
$N = 2.20$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³	
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³	
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$	

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 8.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.205$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
186.81	741.03	0.00	0.00
36.87	195.42	0.00	0.00
0.00	0.00	73.86	173.08
0.00	0.00	645.27	2 112.94
3.28	1.42	0.00	0.00
0.00	0.00	103.19	163.89
$S_9 = 226.97$	$M_9 = 937.87$	$P_9 = 822.31$	$M_8 = 2 449.91$

Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

*non sommati

Totale

GRADO di stabilità al ribaltamento	$\eta_{rib} =$	valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	2.315
GRADO di stabilità allo scorrimento	$\eta_{scorr} =$	(attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	2.264
Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	78.49 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 =$ 0.26 m
Carico sul terreno della fondazione:	$G_0 =$	743.82 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio.	$C_8 =$ 3.05 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t =$	0.244 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione			$\beta =$	15.4°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.75

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	80.8	37.5	55.1	120.9	63.3	56.2	12.60	4.15	110	3.33	38	0.050
2	42.5	249.4	-70.3	112.0	56.8	52.0	6.57	6.50	25	2.80	38	0.000
3	-34.1	286.4	0.0	22.5	44.3	39.3	4.02	6.50	-3	4.49	38	0.000
5	-15.0	-247.9	29.9	0.0	34.0	22.0	9.11	10.05	194	0.00	38	0.141
7	-35.4	159.3	-75.4	125.0	40.0	33.8	11.12	6.47	45	3.01	50	0.000
8	-18.5	159.3	44.7	125.0	40.0	33.8	7.10	6.47	2	0.98	50	0.000
9	28.7	0.0	38.1	125.0	40.0	34.0	11.12	3.08	80	2.60	50	0.000
12	6.6	9.2	11.0	118.3	40.0	33.1	15.10	4.15	12	0.61	38	0.000
14	34.7	23.2	31.8	124.0	53.0	45.9	12.83	4.15	57	1.95	38	0.000

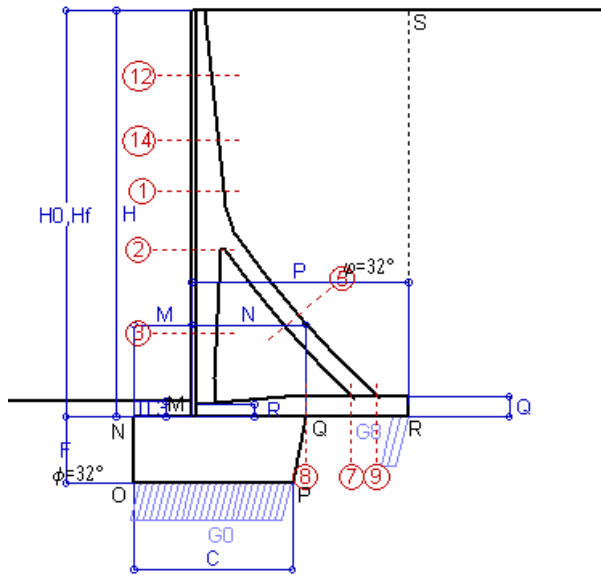
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino

ZOGNO (BG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1
**non sommati*

Totale

Dati

$H_m = 8.00$ m	Prefabbricato tipo u80TM	$H_0 = 8.00$ m
$C = 3.05$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.00$ m
$F = 1.30$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 32^\circ$
$M = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 2.20$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 8.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.205$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
186.81	741.03	0.00	0.00
0.00	0.00	73.86	173.08
0.00	0.00	582.27	1 911.34
3.28	1.42	0.00	0.00
0.00	0.00	103.19	163.89
$S_9 = 190.10$	$M_9 = 742.45$	$P_9 = 759.31$	$M_8 = 2 248.31$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$	valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	2.735
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$	(attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	2.496
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$	92.14 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 =$	0.30 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$	667.17 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. $C_8 =$	2.92 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff		$\sigma_t =$	0.229 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione		$\beta =$	14.1°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

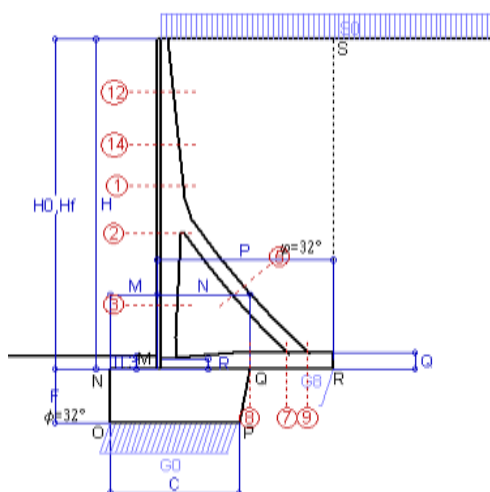
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprим. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	49.4	30.9	38.1	120.9	63.3	56.2	12.60	4.15	66	2.06	38	0.000
2	15.9	197.3	-56.4	112.0	56.8	52.0	6.57	6.50	-1	1.32	38	0.000
3	-41.7	228.2	0.0	22.5	44.3	39.3	4.02	6.50	2	5.14	38	0.000
5	-13.2	-191.4	26.3	0.0	34.0	22.0	9.11	10.05	157	0.00	38	0.108
7	-44.0	123.0	-65.4	125.0	40.0	33.8	11.12	6.47	110	4.54	50	0.000
8	-24.5	123.0	45.4	125.0	40.0	33.8	7.10	6.47	24	1.93	50	0.000
9	26.6	0.0	35.2	125.0	40.0	34.0	11.12	3.08	74	2.40	50	0.000
12	2.4	6.8	4.9	118.3	40.0	33.1	15.23	4.15	4	0.24	38	0.000
14	18.5	18.4	19.6	124.0	53.0	45.9	12.97	4.15	29	1.06	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2.88^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.049$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.025$

Dati

$H_m = 8.00$ m
 $C = 3.05$ m
 $F = 1.30$ m
 $M = 1.10$ m
 $N = 2.20$ m
 $P = 4.20$ m
 $Q = 0.40$ m
 $U_1 = 0.0$ m
 $R = 0.25$ m

Acceleraz. orizz. al suolo**Prefabbricato tipo u80TM**

Altezza della terra contro il pannello $H_0 = 8.00$ m
 Sovraccarico sul rilevato (20%) $S_0 = 4.0$ kN/m²
 Angolo d'attrito della terra $= \arctan(\tan \phi / 1.25) = 26.56^\circ$
 Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.500$
 Accelerazione massima locale $a_{max}/g = 0.204$
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.24$
 Pendenza del rilevato vicino al muro $I_9 = 0.0\%$
 Pendenza del rilevato lontano dal muro $I_8 = 0.0\%$

 $a_g/g = 0.136$ $H_0 = 8.00$ m $H = 8.00$ m $S_0 = 4.0$ kN/m² $= \arctan(\tan \phi / 1.25) = 26.56^\circ$ $R_0 = 0.500$ $a_{max}/g = 0.204$ $\beta_m = 0.24$ $I_9 = 0.0\%$ $I_8 = 0.0\%$ **Calcolo delle azioni sul terreno**

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.390$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 8.00$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 7.21^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.302$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2.53$
 (Dati: $\phi = 26.56^\circ$ $\epsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	235.4	933.7	29.8	157.9
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	12.4	65.7	1.6	8.3
Peso struttura (parete+platea) x 1	3.6	11.3	73.0	168.8
Peso terra e sovraccarico x 1	27.8	156.2	583.7	1 917.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	6.5	2.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	4.9	3.3	100.7	159.9
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-30.8*	-16.4*	0.0*	0.0*
TOTALI (GEO)	S₉ = 290.5	M₉ = 1 172.5	P₉ = 788.7	M₈ = 2 411.9
TOTALI (EQU) con i coeff. di tab. 3	290.5	1 172.5		2 411.9

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G8 = 16.0$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.05$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G0 = 772.7$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.05$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.253$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 18.2^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = 788.7 \cdot 0.5 + 30.8 = 425.1 > Ed = 290.5$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = 2411.9 + 16.4 = 2428.3 > Ed = 1172.5$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = 1495.2 > Ed = 804$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G6 = 388$ kN

Lato monte (punto Q) $G7 = 284$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)

Freccia in cima al pannello mm 0.78

$K_0 = 0.375$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , $\text{ctg}(\Theta)$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	80.5	91.9	35.0	46.3	63.3	56.2	120.9	20.6	73°, 1.0	5.02	12.60	4.15	4.02	274.6	83.3
2	31.1	40.9	279.6	-87.9	56.8	52.0	112.0	22.5	90°, 1.0	5.08	6.57	6.50	10.44	176.4	-177.3
3	-56.1	-56.1	316.2	1.8	44.3	39.3	22.5	22.5	-	10.72	4.02	6.50	4.54	-171.2	75.8
5	-16.6	-16.6	-290.6	27.8	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	5.28	9.11	10.05	5.69	-59.6	55.7
7	19.7	22.3	186.8	-39.5	40.0	34.0	125.0	125.0	-	5.58	11.12	6.47	9.93	173.5	-198.2
8	66.5	66.5	186.8	75.0	40.0	34.0	125.0	125.0	-	4.90	7.10	6.47	3.57	126.1	198.2
9	47.3	47.3	0.0	62.7	40.0	34.0	125.0	125.0	-	4.60	11.12	3.08	9.82	142.3	174.3
12	4.9	6.0	7.8	8.0	40.0	33.1	118.3	15.1	73°, 1.0	4.01	12.68	4.15	4.02	159.1	54.8
14	31.9	37.0	20.9	25.9	53.0	45.9	124.0	18.2	73°, 1.0	4.13	10.42	4.15	4.02	184.9	71.0

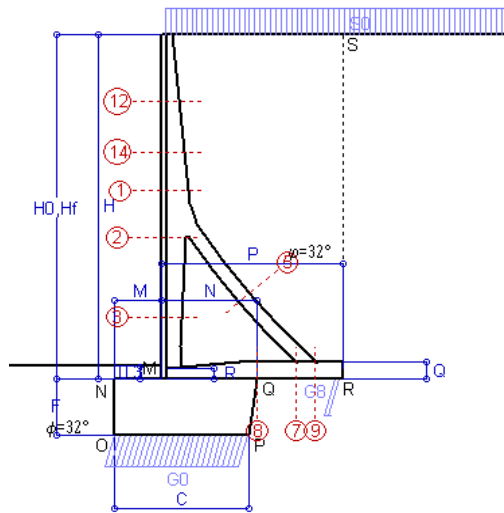
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{Ed} = M_{Edu}$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)

ZOGNO (BG)



Dati

$H_m =$	8.50 m	Prefabbricato tipo u85TM	$H_0 =$	8.50 m
$C =$	3.30 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	8.50 m
$F =$	1.40 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	20.0 kN/m ²
$M =$	1.15 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	32°
$N =$	2.35 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	19.0 kN/m ³
$P =$	4.45 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.40 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.62
$R =$	0.25 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.307
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	8.50 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.221

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	274.2	1 160.6	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	78.4	442.7	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	102.7	252.1
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	989.8	3 412.1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	5.4	2.5	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	154.7	263.1
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$
	357.9	1 605.8	1 247.1	3 927.3

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	76.3 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 =$	0.18 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$	1170.8 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 =$	3.30 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff				$\sigma_1 =$	0.355 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale				$\beta =$	16.0°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = 1247.1 \cdot 0.625 = 779.3 > E_d = 357.9$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 605$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 411$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

Freccia in cima al pannello mm	3.93
$K_0 =$	0.275

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Ed} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , ctg ϕ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricent- rico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	154.9	173.9	60.1	69.3	66.3	59.3	121.1	20.8	-	5.73	15.27	4.15	4.02	353.2	88.3
2	89.9	103.8	392.8	-108.9	59.8	54.9	112.0	22.5	90°, 1.0	5.87	7.63	7.54	10.16	227.3	-179.1
3	-45.2	-45.2	447.8	0.0	46.1	41.0	22.5	22.5	-	14.10	5.09	7.54	4.57	-222.2	89.1
5	-30.4	-30.4	-403.5	48.3	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	4.86	9.11	11.66	5.82	-60.9	57.2
7	-13.3	-4.1	259.4	-85.5	40.0	33.8	125.0	125.0	-	5.19	11.59	6.47	9.75	-130.4	-206.5
8	40.6	40.6	259.4	98.8	40.0	34.0	125.0	125.0	-	5.30	7.57	6.47	3.39	143.5	207.4
9	55.4	55.4	0.0	68.6	40.0	34.0	125.0	125.0	-	4.69	11.59	3.08	9.82	147.9	174.3
12	19.6	22.8	18.5	20.7	43.6	36.7	119.5	15.7	73°, 1.0	4.06	11.83	4.15	4.02	166.1	57.3
14	75.6	85.6	39.6	45.2	56.4	49.3	124.0	18.6	73°, 1.0	4.43	10.96	4.15	4.02	211.1	72.1

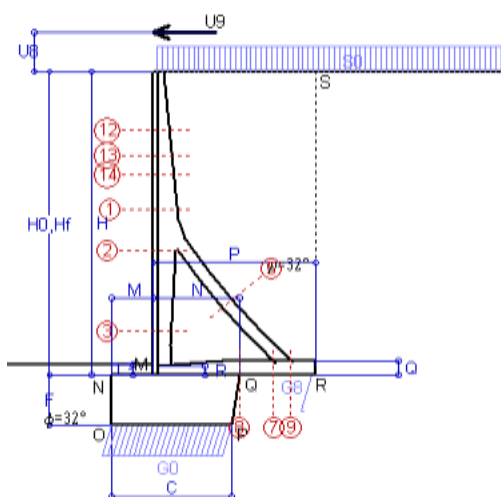
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

17/11/17

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{ed} = M_{edu}$ perché il momento flettente è già massimo



Dati

$H_m =$	8.50 m	Prefabbricato tipo u85TM	$H_0 =$	8.50 m
$C =$	3.30 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	8.50 m
$F =$	1.40 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	20.0 kN/m ²
$M =$	1.15 m	Angolo d'attrito della terra	$\phi =$	32°
$N =$	2.35 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	19.0 kN/m ³
$P =$	4.45 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.40 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.62
$U_v =$	1.10 m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 =$	14.29 kN/cad
$V_8 =$	0.00 m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 =$	0.00 kN/cad
$R =$	0.25 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.307
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	8.50 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.221

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	210.9	892.8	0.0	0.0		
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	52.2	295.1	0.0	0.0		
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	79.0	193.9		
Peso terra e sovraccarico x 1	0.0	0.0	747.7	2 578.5		
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	125.8	0.0	0.0		
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	4.1	1.9	0.0	0.0		
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	119.0	202.4		
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 278.7	M₉ = 1 315.6	P₉ = 945.6	M₉ = 2 974.8		

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezziera della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	G8 = 28.3 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	Q8 = 0.09 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	G0 = 917.3 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	C8 = 3.30 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			σt = 0.278 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			β = 16.4°
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo		Rd = 945.6 * 0.625 = 590.9	> Ed = 278.7
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione:		Lato valle (punto M) G6 = 472 kN	Lato monte (punto Q) G7 = 327 kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 =$ 0.275

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Ed} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b_w larghezza taglio	staffe α° , ctg α	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	182.2	198.7	44.8	52.5	66.3	59.3	121.1	20.8	73°, 1.0	5.66	15.27	4.15	4.02	350.5	88.9
2	125.9	138.2	333.3	-85.7	59.8	54.9	112.0	22.5	90°, 1.0	5.62	7.63	7.54	10.16	217.5	-183.4
3	-9.9	-9.9	384.9	0.0	46.1	41.0	22.5	22.5	-	12.47	5.09	7.54	4.57	-209.1	84.8
5	-22.8	-22.8	-345.6	36.3	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	5.34	9.11	11.66	5.82	-67.8	57.2
7	16.6	22.6	222.1	-58.2	40.0	34.0	125.0	125.0	-	5.81	11.59	6.47	9.75	184.6	-202.7
8	63.9	63.9	222.1	81.5	40.0	34.0	125.0	125.0	-	5.14	7.57	6.47	3.39	137.4	202.7
9	56.8	56.8	0.0	70.4	40.0	34.0	125.0	125.0	-	4.69	11.59	3.08	9.82	147.9	174.3
12	52.6	56.5	13.6	17.7	43.6	36.7	119.5	15.7	73°, 1.0	4.04	11.83	4.15	4.02	165.7	59.4
13	81.6	88.3	22.0	26.9	50.9	44.4	122.8	17.3	73°, 1.0	4.23	11.23	4.15	4.02	191.9	69.8
14	110.7	120.1	29.4	34.9	56.4	49.3	124.0	18.6	73°, 1.0	4.38	10.96	4.15	4.02	209.7	76.0

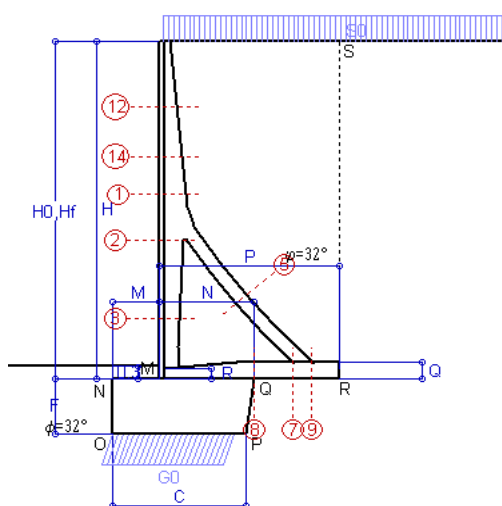
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

17/11/17

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Le sezioni sulla parete prefabbricata (come la 12) sono collocate poco sopra il piego di ogni ferro, senza più considerarne il contributo.

Norma: Italia: D.M. 14/1/08



Dati

$H_m = 8.50$ m	Prefabbricato tipo u85TM	$H_0 = 8.50$ m
$C = 3.30$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.50$ m
$F = 1.40$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.15$ m	Angolo d'attrito della terra $= \arctan(\tan \phi / 1.25) = 26.56^\circ$	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$N = 2.35$ m	Peso specifico della terra	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$P = 4.45$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$R_0 = 0.500$
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$I_8 = 0.0\%$
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.382$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 8.50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.285$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	262.2	1 110.1	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	84.4	477.0	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	79.0	193.9
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	774.4	2 668.6
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	6.4	2.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	119.0	202.4
TOTALI (GEO)	S₉ = 353.0	M₉ = 1 589.7	P₉ = 972.3	M₈ = 3 064.9
TOTALI (EQU) con i coeff. di tab. 3	392.9	1 774.3	972.3	3 313.2

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 972.3$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.03$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.320$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 20.0^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo	$R_d = 972.3 \cdot 0.5 = 486.1 > E_d = 392.9$		
Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo	$R_d = 3064.9 > E_d = 1774.3$		
Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo	$R_d = 1881.2 > E_d = 1234.1$		
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione:	Lato valle (punto M) $G_6 = 522$ kN	Lato monte (punto Q) $G_7 = 332$ kN	

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

Freccia in cima al pannello mm	4.26
$K_0 =$	0.340

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Ed} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , ctg \ominus	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	157.8	177.0	48.6	70.3	66.3	59.3	121.1	20.8	-	5.68	15.27	4.15	4.02	351.1	87.4
2	93.1	107.1	385.2	-108.1	59.8	54.9	112.0	22.5	90°, 1.0	5.84	7.63	7.54	10.16	226.0	-179.2
3	-43.8	-43.8	432.3	0.0	46.1	41.0	22.5	22.5	-	13.70	5.09	7.54	4.57	-219.1	88.1
5	-23.8	-23.8	-406.5	37.9	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	4.84	9.11	11.66	5.82	-60.5	57.2
7	40.4	46.3	261.3	-68.2	40.0	34.0	125.0	125.0	-	5.98	11.59	6.47	9.75	190.7	-207.7
8	79.5	79.5	261.3	73.5	40.0	34.0	125.0	125.0	-	5.31	7.57	6.47	3.39	143.8	207.7
9	71.2	71.2	0.0	102.5	40.0	34.0	125.0	125.0	-	4.69	11.59	3.08	9.82	147.9	174.3
12	20.4	23.8	15.1	21.6	43.6	36.7	119.5	15.7	73°, 1.0	4.05	11.83	4.15	4.02	165.8	57.1
14	77.7	87.9	32.2	46.2	56.4	49.3	124.0	18.6	73°, 1.0	4.40	10.96	4.15	4.02	210.0	72.0

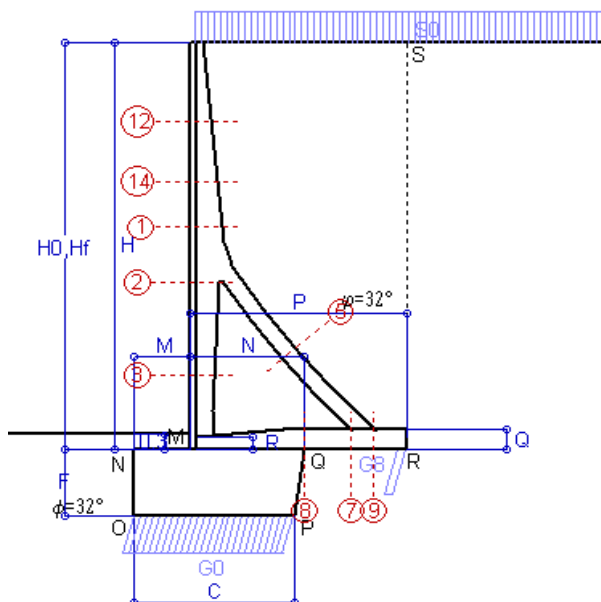
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{ed} = M_{edu}$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino
ZOGNO (BG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1
**non sommati*

Totale

Dati

$H_m = 8.50 \text{ m}$	Prefabbricato tipo	u85TM	$H_0 = 8.50 \text{ m}$
$C = 3.30 \text{ m}$	Altezza della terra contro il pannello		$H = 8.50 \text{ m}$
$F = 1.40 \text{ m}$	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 32^\circ$	
$M = 1.15 \text{ m}$	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0 \text{ kN/m}^2$	
$N = 2.35 \text{ m}$	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0 \text{ kN/m}^3$	
$P = 4.45 \text{ m}$	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0 \text{ kN/m}^3$	
$Q = 0.40 \text{ m}$	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$	

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 8.50 \text{ m}$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.221$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
210.89	892.79	0.00	0.00
52.23	295.12	0.00	0.00
0.00	0.00	78.97	193.95
0.00	0.00	747.66	2 578.50
4.12	1.92	0.00	0.00
0.00	0.00	119.00	202.36
$S_9 = 267.25$	$M_9 = 1 189.83$	$P_9 = 945.63$	$M_8 = 2 974.81$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$	valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	2.223
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$	(attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	2.211
Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 65.06 \text{ kN}$	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 =$	0.20 m
Carico sul terreno della fondazione:	$G_0 = 880.57 \text{ kN}$	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 =$	3.30 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff		$\sigma_t =$	0.267 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione		$\beta =$	15.8°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1.53

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		T E N S I O N I		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprим. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	112.2	44.8	69.4	121.1	66.3	59.3	15.27	4.15	121	3.89	38	0.072
2	64.3	296.9	-84.3	112.0	59.8	54.9	7.63	7.54	47	3.79	38	0.000
3	-36.0	340.4	0.0	22.5	46.1	41.0	5.09	7.54	-4	4.58	38	0.000
5	-18.4	-298.0	35.2	0.0	34.0	22.1	9.11	11.66	203	0.00	38	0.123
7	-16.4	191.5	-67.7	125.0	40.0	33.8	11.59	6.47	0	0.87	50	0.000
8	21.4	191.5	72.0	125.0	40.0	34.0	7.57	6.47	2	1.12	50	0.000
9	38.6	0.0	47.6	125.0	40.0	34.0	11.59	3.08	103	3.42	50	0.000
12	13.9	13.6	18.3	119.5	43.6	36.7	14.33	4.15	25	1.09	38	0.000
14	54.2	29.4	43.5	124.0	56.4	49.3	13.13	4.15	82	2.67	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino

ZOGNO (BG)

Dati

$H_m = 8.50$ m	Prefabbricato tipo u85TM	$H_0 = 8.50$ m
$C = 3.30$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.50$ m
$F = 1.40$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 32^\circ$
$M = 1.15$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 2.35$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 4.45$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 8.50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.221$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
210.89	892.79	0.00	0.00
39.18	221.34	0.00	0.00
0.00	0.00	78.97	193.95
0.00	0.00	725.41	2 503.41
4.12	1.92	0.00	0.00
0.00	0.00	119.00	202.36
$S_9 = 254.19$	$M_9 = 1 116.05$	$P_9 = 923.38$	$M_8 = 2 899.71$

Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1
**non sommati*

Totale

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	2.320
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	2.270
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$ 75.44 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 =$	0.23 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$ 847.94 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 =$	3.30 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0.257 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta =$	15.4°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1.03

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

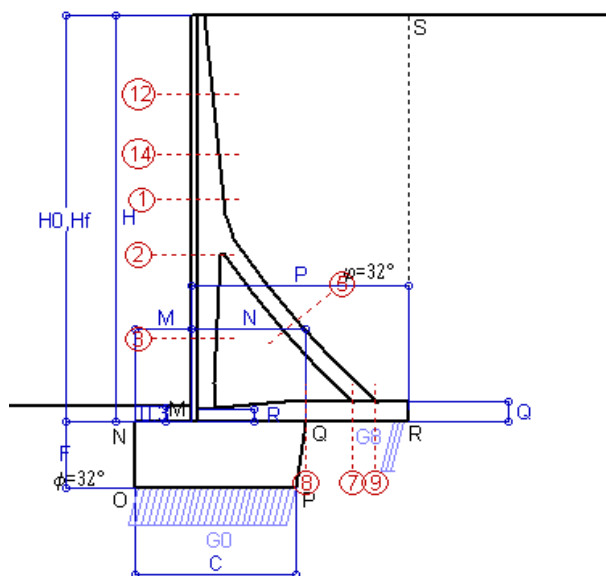
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprим. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	99.8	42.4	63.2	121.1	66.3	59.3	15.27	4.15	107	3.47	38	0.056
2	53.9	278.3	-79.3	112.0	59.8	54.9	7.63	7.54	30	3.16	38	0.000
3	-38.8	319.7	0.0	22.5	46.1	41.0	5.09	7.54	-3	4.72	38	0.000
5	-17.8	-277.8	34.0	0.0	34.0	22.1	9.11	11.66	192	0.00	38	0.121
7	-26.4	178.6	-70.9	125.0	40.0	33.8	11.59	6.47	8	1.57	50	0.000
8	5.7	178.6	65.4	125.0	40.0	34.0	7.57	6.47	-1	0.52	50	0.000
9	34.8	0.0	43.1	125.0	40.0	34.0	11.59	3.08	93	3.09	50	0.000
12	11.6	12.6	15.8	119.5	43.6	36.7	14.51	4.15	21	0.92	38	0.000
14	47.3	27.6	38.9	124.0	56.4	49.3	13.32	4.15	70	2.33	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino
ZOGNO (BG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1
*non sommati

Totale

Dati

$H_m = 8.50$ m	Prefabbricato tipo u85TM	$H_0 = 8.50$ m
$C = 3.30$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.50$ m
$F = 1.40$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 32^\circ$
$M = 1.15$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 2.35$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 4.45$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 8.50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.221$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
210.89	892.79	0.00	0.00
0.00	0.00	78.97	193.95
0.00	0.00	658.66	2 278.13
4.12	1.92	0.00	0.00
0.00	0.00	119.00	202.36
$S_9 = 215.01$	$M_9 = 894.71$	$P_9 = 856.63$	$M_8 = 2 674.43$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$	valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	2.718
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$	(attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	2.490
Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 98.02$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 =$	0.30 m
Carico sul terreno della fondazione:	$G_0 = 758.61$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 =$	3.23 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0.235 MPa	
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta =$	14.1°	

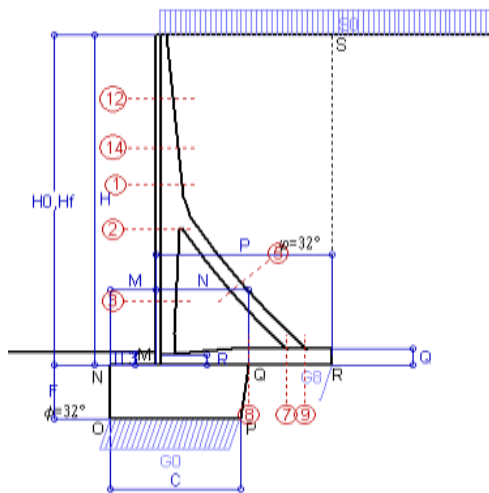
Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0.275$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	62.9	35.2	44.8	121.1	66.3	59.3	15.27	4.15	66	2.21	38	0.000
2	22.9	222.7	-64.4	112.0	59.8	54.9	7.63	7.54	0	1.54	38	0.000
3	-47.8	257.5	0.0	22.5	46.1	41.0	5.09	7.54	1	5.38	38	0.000
5	-15.8	-217.4	30.1	0.0	34.0	22.1	9.11	11.66	158	0.00	38	0.112
7	-45.4	139.7	-69.8	125.0	40.0	33.8	11.59	6.47	104	4.57	50	0.000
8	-19.8	139.7	56.5	125.0	40.0	33.8	7.57	6.47	5	1.15	50	0.000
9	32.3	0.0	40.0	125.0	40.0	34.0	11.59	3.08	87	2.87	50	0.000
12	4.9	9.6	8.0	119.5	43.6	36.7	14.51	4.15	8	0.41	38	0.000
14	26.6	22.2	25.1	124.0	56.4	49.3	13.32	4.15	38	1.33	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2.88^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.049$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.025$

Dati

$H_m = 8.50$ m
 $C = 3.30$ m
 $F = 1.40$ m
 $M = 1.15$ m
 $N = 2.35$ m
 $P = 4.45$ m
 $Q = 0.40$ m
 $U_1 = 0.0$ m
 $R = 0.25$ m

Acceleraz. orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u85TM

Altezza della terra contro il pannello $H_0 = 8.50$ m
 Sovraccarico sul rilevato (20%) $S_0 = 4.0$ kN/m²
 Angolo d'attrito della terra $= \arctan(\tan \phi / 1.25) = 26.56^\circ$
 Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.500$
 Accelerazione massima locale $a_{max}/g = 0.204$
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.24$
 Pendenza del rilevato vicino al muro $i_0 = 0.0\%$
 Pendenza del rilevato lontano dal muro $i_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.390$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 8.50$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 7.21^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.319$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2.53$
 (Dati: $\phi = 26.56^\circ$ $\epsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	265.7	1 124.9	33.6	188.3
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	13.2	74.4	1.7	9.3
Peso struttura (parete+platea) x 1	3.8	12.9	78.0	189.2
Peso terra e sovraccarico x 1	31.4	187.9	659.1	2 280.9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	8.6	3.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	5.7	4.1	116.1	197.4
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-34.8*	-19.7*	0.0*	0.0*
	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$
TOTALI (GEO)	328.4	1 407.4	888.5	2 865.2
TOTALI (EQU) con i coeff. di tab. 3	328.4	1 407.4		2 865.2

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 3.3$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.01$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 885.3$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.30$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.268$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 18.3^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = 888.5 \cdot 0.5 + 34.8 = 479.0 > E_d = 328.4$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = 2865.2 + 19.7 = 2884.9 > E_d = 1407.4$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = 1779.5 > E_d = 960.3$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 427$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 342$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 1.22

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)

$K_0 = 0.375$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b_w larghezza taglio	staffe α° , $\text{ctg}(\Theta)$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	101.2	115.3	39.8	53.6	66.3	59.3	121.1	20.8	-	5.64	15.27	4.15	4.02	349.6	86.7
2	42.1	53.9	314.8	-98.9	59.8	54.9	112.0	22.5	90°, 1.0	5.54	7.63	7.54	10.16	214.4	-180.9
3	-64.5	-64.5	355.9	2.0	46.1	41.0	22.5	22.5	-	11.72	5.09	7.54	4.57	-202.8	82.9
5	-20.2	-20.2	-328.6	32.1	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	5.48	9.11	11.66	5.82	-69.8	57.2
7	44.9	45.5	211.2	-29.6	40.0	34.0	125.0	125.0	-	5.77	11.59	6.47	9.75	182.9	-201.3
8	113.8	113.8	211.2	100.8	40.0	34.0	125.0	125.0	-	5.09	7.57	6.47	3.39	135.7	201.3
9	64.8	64.8	0.0	91.9	40.0	34.0	125.0	125.0	-	4.69	11.59	3.08	9.82	147.9	174.3
12	9.4	11.2	10.9	12.0	43.6	36.7	119.5	15.7	73°, 1.0	4.03	11.83	4.15	4.02	165.4	59.6
14	44.8	51.7	25.2	32.1	56.4	49.3	124.0	18.6	73°, 1.0	4.36	10.96	4.15	4.02	209.1	75.0

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

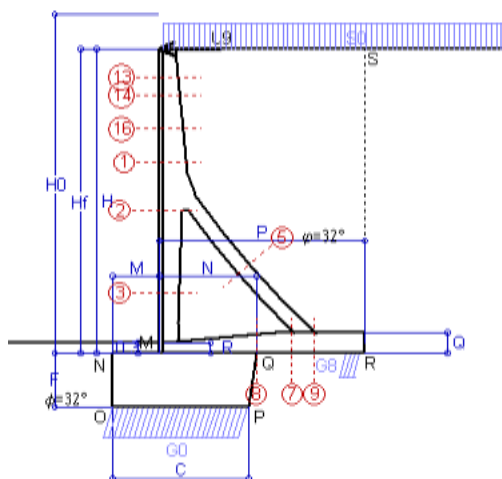
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{Ed} = M_{Edu}$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)

ZOGNO (BG)

Muro in prossimità accesso ponte
Forza orizzontale U9 ribaltante



Dati

$H_m =$	8.75 m	Prefabbricato tipo u97TP	$H_0 =$	9.75 m
$C =$	3.85 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	8.75 m
$F =$	1.55 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	100.0 kN/m ²
$M =$	1.30 m	Angolo d'attrito della terra	$\phi =$	32°
$N =$	2.75 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	19.0 kN/m ³
$P =$	5.80 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.60 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.62
$U_v =$	0.00 m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 =$	18 kN/cad
$V_8 =$	0.00 m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 =$	0.00 kN/cad
$R =$	0.30 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.307
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	8.75 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.226

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti	Forze	Momenti
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	290.5	1 297.7	0.0	0.0		
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	403.3	2 389.4	0.0	0.0		
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	173.1	541.2		
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	1 992.0	8 507.5		
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	21.6	222.5	0.0	0.0		
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	6.7	3.5	0.0	0.0		
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	199.0	393.1		
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 722.1	M₉ = 3 913.0	P₉ = 2 364.0	M₈ = 9 441.8		

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	219.9 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$	0.51 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$	2144.1 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$	3.85 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff				$\sigma_t =$	0.557 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale				$\beta =$	17.0°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = 2364 * 0.625 = 1477.2 > Ed = 722.1$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 =$ 1140 kN Lato monte (punto Q) $G_7 =$ 805 kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 =$ 0.275

Freccia in cima al pannello mm 5.64

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	$M_{Ed,u}$ (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , ctg \ominus	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	406.6	527.0	111.7	167.1	78.6	71.4	124.0	24.2	73°, 1.9	7.48	22.75	10.05	5.03	636.4	186.9
2	263.5	300.4	825.5	-213.3	70.6	65.6	124.0	27.0	90°, 1.1	8.13	12.57	15.39	11.23	480.2	-242.9
3	-60.8	-60.8	932.4	0.0	54.8	49.6	27.0	27.0	-	27.86	6.28	15.39	4.46	-481.2	162.5
5	-64.9	-64.9	-870.7	87.7	44.0	37.4	23.0	23.0	90°, 1.0	4.42	22.81	17.78	7.57	-85.3	99.7
7	104.9	91.7	559.6	-62.6	60.0	53.6	125.0	125.0	-	10.20	24.06	12.06	9.78	608.0	-343.6
8	281.1	281.1	559.6	166.8	60.0	53.6	125.0	125.0	-	8.84	15.43	12.06	7.56	448.8	314.2
9	317.4	317.4	0.0	204.7	60.0	53.6	125.0	125.0	-	8.19	24.06	4.02	9.42	475.2	268.6
13	39.3	53.3	28.1	59.1	53.6	46.1	124.0	16.5	73°, 1.2	3.84	7.63	10.05	4.02	139.6	66.1
14	84.2	117.2	43.6	80.7	58.9	51.8	124.0	18.1	73°, 1.6	4.48	10.18	10.05	4.02	207.5	91.6
16	213.6	306.3	75.8	121.8	68.8	60.4	124.0	21.2	73°, 2.2	5.91	16.46	10.05	4.02	389.5	134.3

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

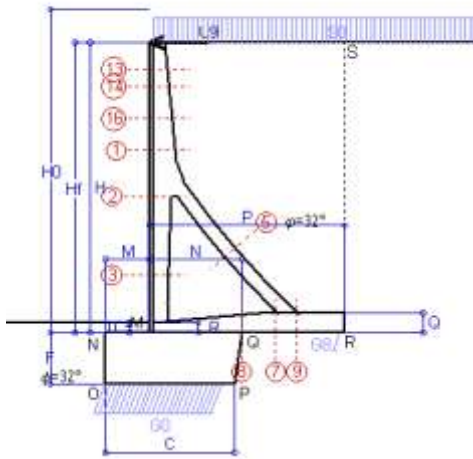
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{ed} = M_{edu}$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

ZOGNO (BG)

Muro in prossimità accesso ponte
Forza orizzontale U9 ribaltante



Dati

$H_m = 8.75$ m	Prefabbricato tipo u97TP	$H_0 = 9.75$ m
$C = 3.85$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.75$ m
$F = 1.55$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = #####$
$M = 1.30$ m	Angolo d'attrito della terra = $\text{atn}(\tan \phi / 1.25) = 26.56^\circ$	$P_0 = 19.0$ kN/m3
$N = 2.75$ m	Peso specifico della terra	$Q_0 = 25.0$ kN/m3
$P = 5.80$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$R_0 = 0.500$
$Q = 0.60$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$U_9 = 18$ kN/cad
$U_v = 0.00$ m	Forza orizzontale concentrata	$V_9 = 0.00$ kN/cad
$V_8 = 0.00$ m	Forza verticale concentrata in cima	$I_8 = 0.0\%$
$R = 0.30$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.382$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 8.75$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.290$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	277.9	1 241.2	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	434.6	2 574.8	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	133.1	416.3
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	1 617.1	6 900.3
Forze concentrate (U9+V9) x 1.3	18.7	192.8	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	6.6	3.4	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	153.1	302.4
TOTALI (GEO)	737.8	4 012.2	1 903.3	7 618.9
TOTALI (EQU) con i coeff. di tab. 3	836.0	4 562.5		8 407.6

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 42.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 = 0.13$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1861.3$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 = 3.59$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_f = 0.519$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 21.2^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = 1903.3 \cdot 0.5 = 951.4 > E_d = 836$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = 7618.9 > E_d = 4562.5$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = 5041.3 > E_d = 3278$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = #####$

Lato monte (punto Q) $G_7 = 700$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

Freccia in cima al pannello mm 6.08

$K_0 = 0.340$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)				Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , ctg(°)	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}	kN.m	kN
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m				
1	414.4	539.5	93.9	175.3	78.6	71.4	124.0	24.2	73°, 2.1	7.41	22.75	10.05	5.03	632.5	199.4		
2	267.2	309.0	835.6	-219.8	70.6	65.6	124.0	27.0	90°, 1.2	8.16	12.57	15.39	11.23	482.1	-263.0		
3	-66.9	-66.9	928.3	0.0	54.8	49.6	27.0	27.0	-	27.77	6.28	15.39	4.46	-480.7	162.2		
5	-53.1	-53.1	-904.4	71.8	44.0	37.4	23.0	23.0	90°, 1.0	4.23	22.81	17.78	7.57	-79.7	99.7		
7	283.3	263.1	581.3	-48.4	60.0	53.6	125.0	125.0	-	10.29	24.06	12.06	9.78	613.0	-346.5		
8	426.0	426.0	581.3	134.6	60.0	53.6	125.0	125.0	-	8.93	15.43	12.06	7.56	454.0	317.1		
9	376.9	376.9	0.0	302.9	60.0	53.6	125.0	125.0	90°, 1.9	8.19	24.06	4.02	9.42	475.2	338.0		
13	37.6	53.2	23.5	59.3	53.6	46.1	124.0	16.5	73°, 1.3	3.82	7.63	10.05	4.02	139.1	68.1		
14	82.7	119.2	36.7	82.9	58.9	51.8	124.0	18.1	73°, 1.7	4.45	10.18	10.05	4.02	206.6	93.2		
16	215.2	322.5	63.9	127.3	68.8	60.4	124.0	21.2	73°, 2.4	5.87	16.46	10.05	4.02	387.4	140.3		

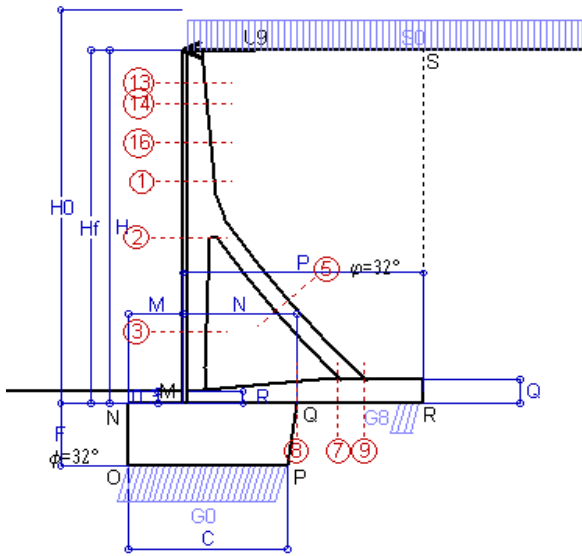
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{Ed} = M_{Edu}$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino
ZOGNO (BG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Forze concentrate (U9+V9) x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1

*non sommati

Totali

Dati

$H_m = 8.75$ m	Prefabbricato tipo u97TP	$H_0 = 9.75$ m
$C = 3.85$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.75$ m
$F = 1.55$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 32^\circ$
$M = 1.30$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 100.0$ kN/m ²
$N = 2.75$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 5.80$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.60$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$
$U_8 = 0.00$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 18$ kN/cad

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 8.75$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.226$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
223.48	998.22	0.00	0.00
268.85	1 592.94	0.00	0.00
0.00	0.00	133.12	416.29
0.00	0.00	1 443.08	6 169.47
14.40	148.32	0.00	0.00
5.16	2.67	0.00	0.00
0.00	0.00	153.06	302.36
$S_9 = 511.89$	$M_9 = 2 742.15$	$P_9 = 1 729.26$	$M_8 = 6 888.12$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.322

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2.111

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 184.07$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.55$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 1545.19$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. $C_8 = 3.85$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.401$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 16.5^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1.84

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

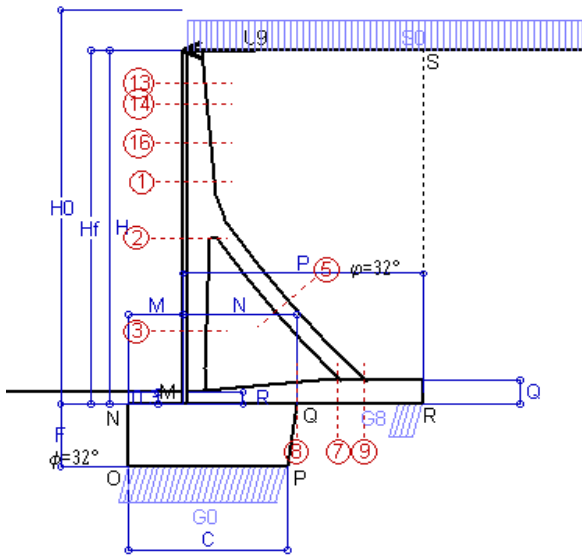
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. C+ Φ_{staffe}	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	277.5	79.7	153.6	124.0	78.6	71.4	22.75	10.05	169	5.84	38	0.120
2	176.8	587.5	-161.3	124.0	70.6	65.6	12.57	15.39	85	6.07	38	0.000
3	-51.7	667.7	0.0	27.0	54.8	49.6	6.28	15.39	-9	4.98	38	0.000
5	-41.2	-607.2	62.3	0.0	44.0	31.0	22.81	17.78	242	0.00	40	0.179
7	41.1	390.3	-53.8	125.0	60.0	53.6	24.06	12.06	-1	1.03	52	0.000
8	160.4	390.3	113.6	125.0	60.0	53.6	15.43	12.06	84	5.35	52	0.000
9	210.0	0.0	135.0	125.0	60.0	53.6	24.06	4.02	174	6.62	52	0.183
13	26.4	20.1	45.1	124.0	53.6	46.1	7.63	10.05	71	1.86	38	0.000
14	56.7	31.1	65.1	124.0	58.9	51.8	10.18	10.05	104	2.88	38	0.000
16	144.8	53.9	106.7	124.0	68.8	60.4	16.46	10.05	143	4.58	38	0.102

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino
ZOGNO (BG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Forze concentrate (U9+V9) x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1

*non sommati

Totali

Dati

$H_m = 8.75$ m	Prefabbricato tipo u97TP	$H_0 = 9.75$ m
$C = 3.85$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.75$ m
$F = 1.55$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 32^\circ$
$M = 1.30$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 75.0$ kN/m ²
$N = 2.75$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 5.80$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.60$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$
$U_8 = 0.00$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 18$ kN/cad

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 8.75$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.226$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
223.48	998.22	0.00	0.00
201.64	1 194.71	0.00	0.00
0.00	0.00	133.12	416.29
0.00	0.00	1 298.08	5 560.47
14.40	148.32	0.00	0.00
5.16	2.67	0.00	0.00
0.00	0.00	153.06	302.36
$S_9 = 444.68$	$M_9 = 2 343.92$	$P_9 = 1 584.26$	$M_8 = 6 279.12$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.480

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2.226

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 199.44$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.60$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 1384.83$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. $C_8 = 3.85$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.360$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 15.7^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1.36

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

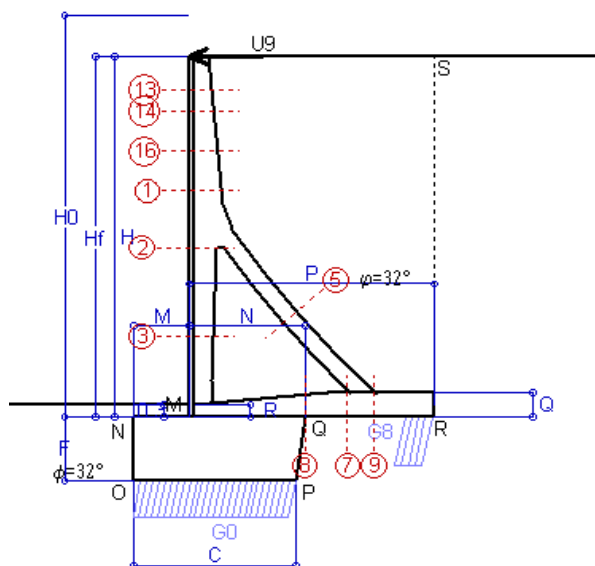
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. im. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	232.8	69.6	127.7	124.0	78.6	71.4	22.75	10.05	141	4.91	38	0.094
2	143.0	504.1	-140.1	124.0	70.6	65.6	12.57	15.39	63	4.92	38	0.000
3	-53.5	575.7	0.0	27.0	54.8	49.6	6.28	15.39	-7	4.74	38	0.000
5	-36.3	-517.0	55.0	0.0	44.0	31.0	22.81	17.78	208	0.00	40	0.156
7	-12.0	332.3	-60.8	125.0	60.0	53.5	24.06	12.06	-2	0.58	52	0.000
8	84.5	332.3	92.0	125.0	60.0	53.6	15.43	12.06	16	2.27	52	0.000
9	176.1	0.0	113.9	125.0	60.0	53.6	24.06	4.02	146	5.55	52	0.000
13	23.5	17.6	38.8	124.0	53.6	46.1	7.63	10.05	63	1.66	38	0.000
14	49.2	27.0	54.6	124.0	58.9	51.8	10.18	10.05	90	2.50	38	0.000
16	122.5	46.8	88.5	124.0	68.8	60.4	16.46	10.05	121	3.88	38	0.076

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino
ZOGNO (BG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Forze concentrate (U9+V9) x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1
*non sommati

Totali

Dati

$H_m = 8.75 \text{ m}$	Prefabbricato tipo u97TP	$H_0 = 9.75 \text{ m}$
$C = 3.85 \text{ m}$	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.75 \text{ m}$
$F = 1.55 \text{ m}$	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 32^\circ$
$M = 1.30 \text{ m}$	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0 \text{ kN/m}^2$
$N = 2.75 \text{ m}$	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0 \text{ kN/m}^3$
$P = 5.80 \text{ m}$	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0 \text{ kN/m}^3$
$Q = 0.60 \text{ m}$	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$
$U_8 = 0.00 \text{ m}$	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 18 \text{ kN/cad}$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 8.75 \text{ m}$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.226$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
223.48	998.22	0.00	0.00
0.00	0.00	133.12	416.29
0.00	0.00	863.08	3 733.47
14.40	148.32	0.00	0.00
5.16	2.67	0.00	0.00
0.00	0.00	153.06	302.36
$S_9 = 243.04$	$M_9 = 1 149.21$	$P_9 = 1 149.26$	$M_8 = 4 452.12$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$	valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	3.670
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$	(attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	2.955
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$	224.90 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 =$	0.68 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$	924.36 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $C_8 =$	3.68 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0.251 MPa	
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta =$	11.9°	

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	98.5	39.2	49.9	124.0	78.6	71.4	22.75	10.05	59	2.10	38	0.000
2	41.7	253.8	-76.4	124.0	70.6	65.6	12.57	15.39	4	1.50	38	0.000
3	-59.6	299.5	0.0	27.0	54.8	49.6	6.28	15.39	1	4.14	38	0.000
5	-21.5	-246.5	33.0	0.0	44.0	31.0	22.81	17.78	107	0.00	40	0.060
7	-132.8	158.4	-55.8	125.0	60.0	53.5	24.06	12.06	150	5.36	52	0.000
8	-77.4	158.4	52.8	125.0	60.0	53.5	15.43	12.06	61	2.94	52	0.000
9	124.5	0.0	80.6	125.0	60.0	53.6	24.06	4.02	103	3.92	52	0.000
13	14.9	10.2	19.9	124.0	53.6	46.1	7.63	10.05	41	1.05	38	0.000
14	26.5	14.7	23.2	124.0	58.9	51.8	10.18	10.05	49	1.35	38	0.000
16	55.4	25.4	33.8	124.0	68.8	60.4	16.46	10.05	54	1.77	38	0.000

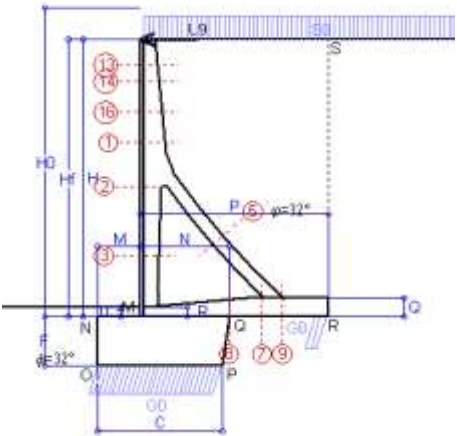
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 6: Verifica sismica

Comune di Zogno

Muro in prossimità accesso ponte
Forza orizzontale U9 ribaltante



Dati

$H_m = 8.75$ m
 $C = 3.85$ m
 $F = 1.55$ m
 $M = 1.30$ m
 $N = 2.75$ m
 $P = 5.80$ m
 $Q = 0.60$ m
 $U_v = 0.00$ m
 $V_8 = 0.00$ m
 $U_1 = 0.0$ m
 $R = 0.30$ m

Acceleraz orizz. al suolo
Prefabbricato tipo u97TP

$a_g/g = 0.136$
 $H_0 = 9.75$ m
 $H = 8.75$ m
 $S_0 = 20.0$ kN/m2
 $\alpha = \arctan(\tan \phi / 1.25) = 26.56^\circ$
 $R_0 = 0.500$
 $a_{max}/g = 0.204$
 $\beta_m = 0.24$
 $U_9 = 18$ kN/cad
 $V_9 = 0.00$ kN/cad
 $I_9 = 0.0\%$
 $I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.390$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 8.75$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 7.21^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.324$
Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2.53$
(Dati: $\phi = 26.56^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	281.6	1 257.8	35.6	253.0
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	67.8	401.4	8.6	60.9
Peso struttura (parete+platea) x 1	6.4	23.4	131.4	406.1
Peso terra e sovraccarico x 1	41.2	260.4	953.9	4 117.3
Forze concentrate (U9+V9) x 1	14.4	148.3	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	7.6	3.8	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	7.3	5.9	149.3	295.0
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-41.2*	-25.4*	0.0*	0.0*
*non sommati				
TOTALI (GEO)	426.3	2 101.0	1 278.8	5 132.2
TOTALI (EQU) con i coeff. di tab. 3	426.3	2 101.0		5 132.2

Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2.88^\circ$
Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.049$
Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.025$

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 131.9$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.40$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 1146.9$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.85$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.298$ MPa
OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 16.8^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = 1278.8 * 0.5 + 41.2 = 680.5 > E_d = 426.3$
Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 5132.2 + 25.4 = 5157.6 > E_d = 2101$
Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 3368.9 > E_d = 1453.6$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 570$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 428$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) $K_0 = 0.375$
Freccia in cima al pannello mm 0.87

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Ed} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , $\text{ctg } \Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	164.6	187.0	50.1	70.1	78.6	71.4	124.0	24.2	73°, 1.0	7.24	22.75	10.05	5.03	622.9	134.5
2	72.2	90.8	411.5	-129.3	70.6	65.6	124.0	27.0	90°, 1.0	6.73	12.57	15.39	11.23	398.3	-237.5
3	-92.8	-92.8	468.6	3.1	54.8	49.6	27.0	27.0	-	17.84	6.28	15.39	4.46	-398.4	127.4
5	-29.0	-29.0	-430.7	39.2	44.0	37.4	23.0	23.0	90°, 1.0	6.69	22.81	17.78	7.57	-157.1	99.7
7	28.6	18.3	276.9	-24.8	60.0	53.6	125.0	125.0	-	9.07	24.06	12.06	9.78	541.8	-305.7
8	131.3	131.3	276.9	97.3	60.0	53.6	125.0	125.0	-	7.68	15.43	12.06	7.56	379.5	276.3
9	156.6	156.6	0.0	100.6	60.0	53.6	125.0	125.0	-	8.19	24.06	4.02	9.42	475.2	268.6
13	18.8	23.2	12.6	24.4	53.6	46.1	124.0	16.5	73°, 1.0	3.77	7.63	10.05	4.02	137.8	74.5
14	36.7	43.2	18.7	30.9	58.9	51.8	124.0	18.1	73°, 1.0	4.38	10.18	10.05	4.02	204.1	81.7
16	86.7	99.2	32.8	47.4	68.8	60.4	124.0	21.2	73°, 1.0	5.74	16.46	10.05	4.02	381.9	91.1

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

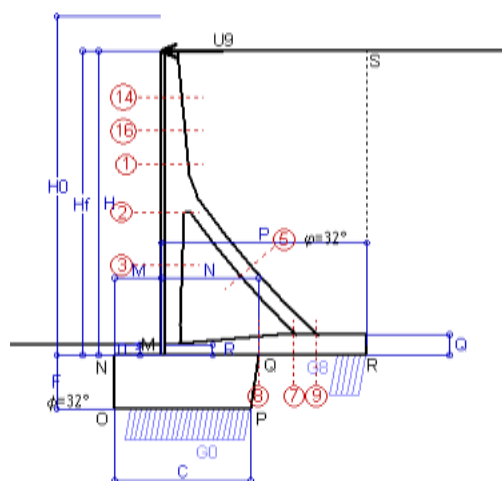
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{ed} = M_{edu}$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)

ZOGNO (BG)

Muro in prossimità accesso ponte
Forza orizzontale U9 stabilizzante



Dati

$H_m =$	8.75 m	Prefabbricato tipo u97TP	$H_0 =$	9.75 m
$C =$	3.85 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	8.75 m
$F =$	1.55 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	0.0 kN/m2
$M =$	1.30 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	32°
$N =$	2.75 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	19.0 kN/m3
$P =$	5.80 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m3
$Q =$	0.60 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.62
$U_v =$	0.00 m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 =$	-18 kN/cad
$V_8 =$	0.00 m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 =$	0.00 kN/cad
$R =$	0.30 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_g =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.307
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	8.75 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.226

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	290.5	1 297.7	0.0	0.0		
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	173.1	541.2		
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	1 122.0	4 853.5		
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	-21.6	0.0	0.0	222.5		
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	6.7	3.5	0.0	0.0		
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	199.0	393.1		
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$		
	275.6	1 301.2	1 494.0	6 010.2		

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	352.1 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$	0.81 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$	1141.9 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$	3.40 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff				$\sigma_t =$	0.336 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale				$\beta =$	10.5°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = 1494 * 0.625 = 933.6 > E_d = 275.6$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 523$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 420$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

$K_0 =$ 0.275

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	$M_{Ed,u}$ (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , ctg \ominus	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	-35.9	-31.4	50.9	21.4	78.6	73.5	24.2	24.2	73°, 1.0	9.54	22.75	10.05	5.03	-294.2	145.6
2	-101.4	-91.7	219.1	-92.4	70.6	65.4	27.0	27.0	90°, 1.0	12.00	12.57	15.39	11.23	-456.8	-242.3
3	-165.4	-165.4	256.4	0.0	54.8	49.6	27.0	27.0	-	13.25	6.28	15.39	4.46	-347.6	111.3
5	-32.1	-32.1	-191.4	43.3	44.0	37.4	23.0	23.0	90°, 1.0	7.82	22.81	17.78	7.57	-195.1	99.7
7	-220.9	-219.2	123.0	-48.4	60.0	53.5	125.0	125.0	-	6.41	24.06	12.06	9.78	-275.8	-255.4
8	-122.6	-122.6	123.0	92.9	60.0	53.5	125.0	125.0	-	6.41	15.43	12.06	7.56	-275.8	255.4
9	161.2	161.2	0.0	104.6	60.0	53.6	125.0	125.0	-	8.19	24.06	4.02	9.42	475.2	268.6
14	-31.6	-28.3	19.1	-13.3	58.9	53.8	18.1	18.1	73°, 1.0	10.02	10.18	10.05	4.02	-199.2	-89.8
16	-43.0	-43.6	33.1	1.9	68.8	63.7	21.2	21.2	73°, 1.0	10.31	16.46	10.05	4.02	-244.3	102.0

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

17/11/17

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{Ed} = M_{Ed,u}$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

ZOGNO (BG)

Muro in prossimità accesso ponte

Forza orizzontale U9 stabilizzante

Dati

$H_m =$	8.75 m	Prefabbricato tipo u97TP	$H_0 =$	9.75 m
$C =$	3.85 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	8.75 m
$F =$	1.55 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	0.0 kN/m ²
$M =$	1.30 m	Angolo d'attrito della terra = $\arctan(\tan \phi / 1.25) =$	$\phi =$	26.56°
$N =$	2.75 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	19.0 kN/m ³
$P =$	5.80 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.60 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.500
$U_y =$	0.00 m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 =$	-18 kN/cad
$V_8 =$	0.00 m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 =$	0.00 kN/cad
$R =$	0.30 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.382
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	8.75 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.290

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	277.9	1 241.2	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	133.1	416.3
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	863.1	3 733.5
Forze concentrate (U9+V9) x 1.3	-18.7	0.0	0.0	192.8
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	6.6	3.4	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	153.1	302.4
TOTALI (GEO)	S₉ =	M₉ =	P₉ =	M₈ =
	265.8	1 244.6	1 149.3	4 644.9
TOTALI (EQU) con i coeff. di tab. 3	291.4	1 369.0		4 976.1

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	G8 = 269.3 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	Q8 = 0.81 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	G0 = 880.0 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	C8 = 3.85 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			σt = 0.229 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			β = 13.0°
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo		Rd = 1149.3 * 0.5 = 574.5	> Ed = 291.4
Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo		Rd = 4644.9	> Ed = 1369
Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo		Rd = 3047.5	> Ed = 928.8
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione:		Lato valle (punto M) G6 = 452 kN	Lato monte (punto Q) G7 = 275 kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

$K_0 =$ 0.340

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctg⊖	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	-27.0	-22.1	39.6	22.1	78.6	73.5	24.2	24.2	73°, 1.0	9.45	22.75	10.05	5.03	-289.0	146.1
2	-91.0	-81.3	213.6	-90.1	70.6	65.4	27.0	27.0	90°, 1.0	11.95	12.57	15.39	11.23	-454.6	-242.7
3	-156.5	-156.5	246.3	0.0	54.8	49.6	27.0	27.0	-	13.03	6.28	15.39	4.46	-344.9	110.6
5	-24.7	-24.7	-192.9	33.3	44.0	37.4	23.0	23.0	90°, 1.0	7.81	22.81	17.78	7.57	-194.9	99.7
7	-187.3	-180.4	124.0	-73.8	60.0	53.5	125.0	125.0	-	6.41	24.06	12.06	9.78	-276.0	-255.5
8	-151.3	-151.3	124.0	34.3	60.0	53.5	125.0	125.0	-	6.41	15.43	12.06	7.56	-276.0	255.5
9	122.8	122.8	0.0	79.7	60.0	53.6	125.0	125.0	-	8.19	24.06	4.02	9.42	475.2	268.6
14	-27.1	-24.3	14.8	-10.9	58.9	53.8	18.1	18.1	73°, 1.0	9.98	10.18	10.05	4.02	-197.7	-90.0
16	-35.9	-36.0	25.6	3.4	68.8	63.7	21.2	21.2	73° 1.0	10.25	16.46	10.05	4.02	-241.4	102.3

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

17/11/17

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino

ZOGNO (BG)

Muro in prossimità accesso ponte

Dati

$H_m = 8.75$ m	Prefabbricato tipo u97TP	$H_0 = 9.75$ m
$C = 3.85$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.75$ m
$F = 1.55$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 32^\circ$
$M = 1.30$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 2.75$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 5.80$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.60$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$
$U_8 = 0.00$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = -18$ kN/cad

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 8.75$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.226$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
223.48	998.22	0.00	0.00
0.00	0.00	133.12	416.29
0.00	0.00	863.08	3 733.47
-14.40	0.00	0.00	148.32
5.16	2.67	0.00	0.00
0.00	0.00	153.06	302.36
$S_9 = 214.24$	$M_9 = 1\ 000.89$	$P_9 = 1\ 149.26$	$M_8 = 4\ 600.44$

Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Forze concentrate (U_9+V_9) x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

*non sommati

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 4.455

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 3.352

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 249.33$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.75$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 899.93$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 3.27$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.275$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 10.6^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	-18.1	39.2	13.9	24.2	78.6	73.5	22.75	10.05	4	0.76	38	0.000
2	-68.2	183.2	-53.2	27.0	70.6	65.4	12.57	15.39	10	3.11	38	0.000
3	-121.9	215.5	0.0	27.0	54.8	49.6	6.28	15.39	87	11.01	38	0.000
5	-21.2	-154.3	33.0	0.0	44.0	31.0	22.81	17.78	81	0.00	40	0.035
7	-139.9	99.2	-15.7	125.0	60.0	53.5	24.06	12.06	186	5.78	52	0.000
8	-41.5	99.2	92.9	125.0	60.0	53.5	15.43	12.06	28	1.51	52	0.000
9	124.5	0.0	80.6	125.0	60.0	53.6	24.06	4.02	103	3.92	52	0.000
14	-20.6	14.7	-12.8	18.1	58.9	53.8	10.18	10.05	32	2.46	38	0.000
16	-26.6	25.4	-2.2	21.2	68.8	63.7	16.46	10.05	29	2.09	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino

ZOGNO (BG)

Muro in prossimità accesso ponte

Dati

$H_m = 8.75$ m	Prefabbricato tipo u97TP	$H_0 = 9.75$ m
$C = 3.85$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.75$ m
$F = 1.55$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 32^\circ$
$M = 1.30$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 2.75$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 5.80$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.60$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$
$U_8 = 0.00$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = -18$ kN/cad

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.307$

agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 8.75$ m

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.226$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
223.48	998.22	0.00	0.00
0.00	0.00	133.12	416.29
0.00	0.00	863.08	3 733.47
-14.40	0.00	0.00	148.32
5.16	2.67	0.00	0.00
0.00	0.00	153.06	302.36
$S_9 = 214.24$	$M_9 = 1\ 000.89$	$P_9 = 1\ 149.26$	$M_8 = 4\ 600.44$

Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Forze concentrate (U_9+V_9) x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

*non sommati

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 4.455

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 3.352

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 249.33$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.75$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 899.93$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 3.27$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.275$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 10.6^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	-18.1	39.2	13.9	24.2	78.6	73.5	22.75	10.05	4	0.76	38	0.000
2	-68.2	183.2	-53.2	27.0	70.6	65.4	12.57	15.39	10	3.11	38	0.000
3	-121.9	215.5	0.0	27.0	54.8	49.6	6.28	15.39	87	11.01	38	0.000
5	-21.2	-154.3	33.0	0.0	44.0	31.0	22.81	17.78	81	0.00	40	0.035
7	-139.9	99.2	-15.7	125.0	60.0	53.5	24.06	12.06	186	5.78	52	0.000
8	-41.5	99.2	92.9	125.0	60.0	53.5	15.43	12.06	28	1.51	52	0.000
9	124.5	0.0	80.6	125.0	60.0	53.6	24.06	4.02	103	3.92	52	0.000
14	-20.6	14.7	-12.8	18.1	58.9	53.8	10.18	10.05	32	2.46	38	0.000
16	-26.6	25.4	-2.2	21.2	68.8	63.7	16.46	10.05	29	2.09	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

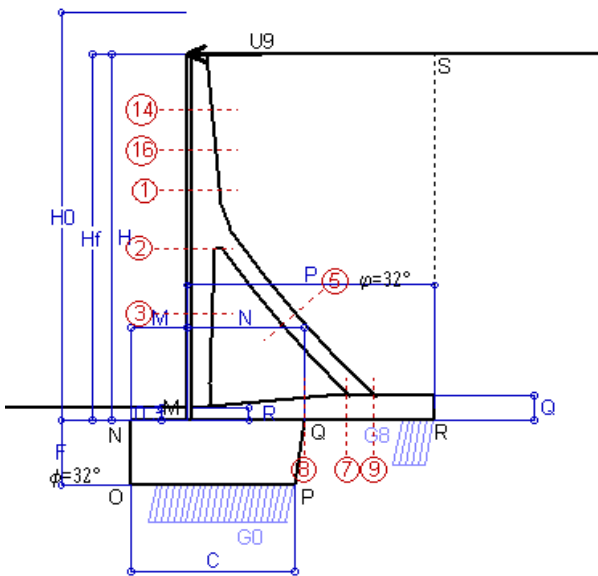
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

- Nuova strada privata per lo Stabilimento San Pellegrino

ZOGNO (BG)

Muro in prossimità accesso ponte



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Forze concentrate (U9+V9) x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1
**non sommati*

Totali

Dati

$H_m = 8.75$ m	Prefabbricato tipo u97TP	$H_0 = 9.75$ m
$C = 3.85$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.75$ m
$F = 1.55$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 32^\circ$
$M = 1.30$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 2.75$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 5.80$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.60$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$
$U_8 = 0.00$ m	Forza orizzontale concentrata . . .	$U_9 = -18$ kN/cad

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.307$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 8.75$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.226$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
223.48	998.22	0.00	0.00
0.00	0.00	133.12	416.29
0.00	0.00	863.08	3 733.47
-14.40	0.00	0.00	148.32
5.16	2.67	0.00	0.00
0.00	0.00	153.06	302.36
$S_9 = 214.24$	$M_9 = 1\ 000.89$	$P_9 = 1\ 149.26$	$M_8 = 4\ 600.44$

GRADO di stabilità al ribaltamento	$\eta_{rib} =$	valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	4.455
GRADO di stabilità allo scorrimento	$\eta_{scorr} =$	(attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) =	3.352
Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	249.33 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 =$ 0.75 m
Carico sul terreno della fondazione:	$G_0 =$	899.93 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio.	$C_8 =$ 3.27 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0.275 MPa	
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta =$	10.6°	

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.275$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		T E N S I O N I		FESSURAZIONE	
	Mom.flett.baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	-18.1	39.2	13.9	24.2	78.6	73.5	22.75	10.05	4	0.76	38	0.000
2	-68.2	183.2	-53.2	27.0	70.6	65.4	12.57	15.39	10	3.11	38	0.000
3	-121.9	215.5	0.0	27.0	54.8	49.6	6.28	15.39	87	11.01	38	0.000
5	-21.2	-154.3	33.0	0.0	44.0	31.0	22.81	17.78	81	0.00	40	0.035
7	-139.9	99.2	-15.7	125.0	60.0	53.5	24.06	12.06	186	5.78	52	0.000
8	-41.5	99.2	92.9	125.0	60.0	53.5	15.43	12.06	28	1.51	52	0.000
9	124.5	0.0	80.6	125.0	60.0	53.6	24.06	4.02	103	3.92	52	0.000
14	-20.6	14.7	-12.8	18.1	58.9	53.8	10.18	10.05	32	2.46	38	0.000
16	-26.6	25.4	-2.2	21.2	68.8	63.7	16.46	10.05	29	2.09	38	0.000

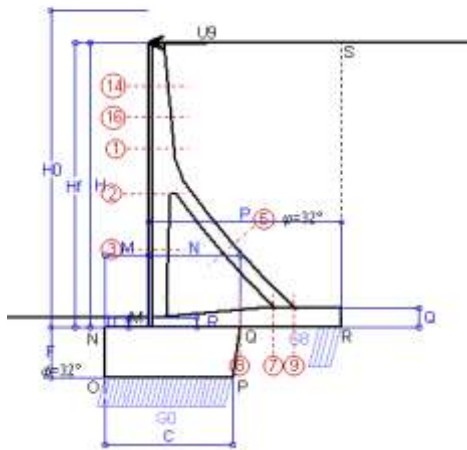
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 6: Verifica sismica

Comune di Zogno

Muro in prossimità accesso ponte
Forza orizzontale U9 stabilizzante



Dati

$H_m =$	8.75 m	Acceleraz orizz. al suolo	$a_g/g =$	0.136
$C =$	3.85 m	Prefabbricato tipo u97TP	$H_0 =$	9.75 m
$F =$	1.55 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	8.75 m
$M =$	1.30 m	Sovraccarico sul rilevato (20%)	$S_0 =$	0.0 kN/m2
$N =$	2.75 m	Angolo d'attrito della terra	$= \arctan(\tan \phi / 1.25) =$	26.56°
$P =$	5.80 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.500
$Q =$	0.60 m	Accelerazione massima locale	$a_{max}/g =$	0.204
$U_v =$	0.00 m	Coeff. riduz. acceleraz. max attesa	$\beta_m =$	0.24
$V_8 =$	0.00 m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 =$	-18 kN/cad
$U_1 =$	0.0 m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 =$	0.00 kN/cad
$R =$	0.30 m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 =$	0.0%
		Pendenza del rilevato lontano dal muro	$I_8 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma)	$K_1 =$	0.390
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	8.75 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	7.21°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.324
Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)	$K_p =$	2.53
(Dati: $\phi = 26.56^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)		

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	281.6	1 257.8	35.6	253.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	6.4	23.4	131.4	406.1
Peso terra e sovraccarico x 1	41.2	260.4	840.8	3 642.0
Forze concentrate (U9+V9) x 1	-14.4	0.0	0.0	148.3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	7.6	3.8	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	7.3	5.9	149.3	295.0
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-41.2*	-25.4*	0.0*	0.0*
*non sommati				
TOTALI (GEO)	329.7	1 551.2	1 157.1	4 744.4
TOTALI (EQU) con i coeff. di tab. 3	329.7	1 551.2	1 157.1	4 744.4

Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2.88^\circ$
Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.049$
Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.025$

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	222.5 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 =$	0.67 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$	934.6 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio.	$C_8 =$	3.85 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_1 =$				0.243 MPa
OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale	$\beta =$				14.0°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = 1157.1 \cdot 0.5 + 41.2 = 619.6 > E_d = 329.7$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = 4744.4 + 25.4 = 4769.8 > E_d = 1551.2$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = 3139.3 > E_d = 1053.5$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 469$ kN

Lato monte (punto Q) $G_7 = 316$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)

$K_0 = 0.375$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)				Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctg⊕	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN	
1	-1.1	6.4	40.9	29.6	78.6	73.5	24.2	24.2	73°, 1.0	9.46	22.75	10.05	5.03	-289.6	144.4	
2	-74.0	-62.3	250.9	-101.5	70.6	65.4	27.0	27.0	90°, 1.0	12.28	12.57	15.39	11.23	-469.4	-241.1	
3	-156.7	-156.7	289.6	2.9	54.8	49.6	27.0	27.0	-	13.97	6.28	15.39	4.46	-356.0	113.9	
5	-24.7	-24.7	-238.1	33.3	44.0	37.4	23.0	23.0	90°, 1.0	7.60	22.81	17.78	7.57	-187.8	99.7	
7	-132.2	-132.6	153.1	-51.3	60.0	53.5	125.0	125.0	-	6.52	24.06	12.06	9.78	-283.4	-259.4	
8	-71.9	-71.9	153.1	56.8	60.0	53.5	125.0	125.0	-	6.54	15.43	12.06	7.56	-283.5	259.4	
9	122.1	122.1	0.0	79.4	60.0	53.6	125.0	125.0	-	8.19	24.06	4.02	9.42	475.2	268.6	
14	-18.7	-17.0	15.0	-5.6	58.9	53.8	18.1	18.1	73°, 1.0	9.98	10.18	10.05	4.02	-197.7	-89.4	
16	-19.8	-18.2	26.3	9.4	68.8	63.7	21.2	21.2	73°, 1.0	10.25	16.46	10.05	4.02	-241.6	101.3	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

17/11/17

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{Ed} = M_{Edu}$ perché il momento flettente è già massimo

Prefabbricato tipo u15NM

Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970 (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

Natura di terreno di fondazione					
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32.0°	$\phi = \text{rad}$	0.5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	0		
γ	Peso specifico	kN/m ³	19.00		
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\varepsilon = \text{rad}$	0.0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.30		
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	0.30		
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R3		Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	74.8		40.6
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	11.68°		9.04°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	15.5		6.5
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	0.95		0.95
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5585		0.4636
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	0.47		0.47
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	0.60		0.60
Termini della formula di Brinch-Hansen					
Profondità	$= [\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	195.25		116.74
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23.18		12.59
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00		1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00		1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.17		1.19
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00		1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0.63		0.71
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-		0.965
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	0.00		0.00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35.49		23.18
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00		1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00		1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.18		1.21
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00		1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.61		0.68
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0.34 K_h$		-		0.983
Superficie	$= [\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	136.10		70.30
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30.21		13.58
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00		1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00		1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00		1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00		1.00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma = (1 - H / N)m + 1$		0.50		0.59
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-		0.965
Verifica della capacità portante			Approccio 2		
Q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.331		0.187
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4		1.0
C _p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	224.8		177.7
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	74.8		40.6
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)					

Prefabbricato tipo u20NM

Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970 (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

	Natura di terreno di fondazione			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32.0°	$\phi = \text{rad}$ 0.5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	0	
γ	Peso specifico	kN/m ³	19.00	
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\varepsilon = \text{rad}$ 0.0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.30	
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	0.40	
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$ 0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R3	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	108.3	61.5
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	13.33°	11.23°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	25.7	12.2
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	1.00	1.00
Dati influenzati dal tipo di verifica:				
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5585	0.4636
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	0.50	0.50
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	0.70	0.70
Termini della formula di Brinch-Hansen				
Profondità	$= [\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	214.14	125.91
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23.18	12.59
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.19	1.21
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0.58	0.64
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.965
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	0.00	0.00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35.49	23.18
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.20	1.23
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.56	0.61
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0.34 K_h$		-	0.983
Superficie	$= [\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	127.50	64.08
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30.21	13.58
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma = (1 - H / N)m + 1$		0.44	0.51
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.965
Verifica della capacità portante			Approccio 2	
Q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.342	0.190
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.0
C _p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	244.0	190.0
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	108.3	61.5
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)				

Prefabbricato tipo u25NM

Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970 (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

Natura di terreno di fondazione					
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32.0°	$\phi = \text{rad}$	0.5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	0		
γ	Peso specifico	kN/m ³	19.00		
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\varepsilon = \text{rad}$	0.0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.30		
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	0.45		
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R3		Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	145.6		86.1
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	15.39°		13.94°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	40.1		21.4
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	1.10		1.10
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5585		0.4636
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	0.55		0.55
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	0.75		0.75
Termini della formula di Brinch-Hansen					
Profondità	$= [\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	206.17		118.17
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23.18		12.59
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00		1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00		1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.19		1.21
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00		1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0.53		0.57
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-		0.965
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	0.00		0.00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35.49		23.18
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00		1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00		1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.20		1.23
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00		1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.50		0.53
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0.34 K_h$		-		0.983
Superficie	$= [\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	120.22		58.19
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30.21		13.58
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00		1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00		1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00		1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00		1.00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma = (1 - H / N)m + 1$		0.38		0.42
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-		0.965
Verifica della capacità portante			Approccio 2		
Q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.326		0.176
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4		1.0
C _p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	256.5		194.0
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	145.6		86.1
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)					

Prefabbricato tipo u30NM

Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970 (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

Natura di terreno di fondazione					
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32.0°	$\phi = \text{rad}$	0.5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	0		
γ	Peso specifico	kN/m ³	19.00		
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\varepsilon = \text{rad}$	0.0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.30		
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	0.55		
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R3		Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	191.8		118.9
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	15.40°		14.50°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	52.8		30.8
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	1.20		1.20
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5585		0.4636
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	0.60		0.60
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	0.85		0.85
Termini della formula di Brinch-Hansen					
Profondità	$= [\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	234.88		131.10
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23.18		12.59
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00		1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00		1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.20		1.22
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00		1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0.52		0.55
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-		0.965
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	0.00		0.00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35.49		23.18
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00		1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00		1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.20		1.24
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00		1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.50		0.51
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0.34 K_h$		-		0.983
Superficie	$= [\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	130.97		60.86
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30.21		13.58
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00		1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00		1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00		1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00		1.00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma = (1 - H / N)m + 1$		0.38		0.41
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-		0.965
Verifica della capacità portante			Approccio 2		
Q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.366		0.192
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4		1.0
C _p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	313.6		230.4
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	191.8		118.9
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)					

Prefabbricato tipo u35NM

Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970 (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

Natura di terreno di fondazione					
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32.0°	$\phi = \text{rad}$	0.5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	0		
γ	Peso specifico	kN/m ³	19.00		
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\varepsilon = \text{rad}$	0.0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.30		
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	0.60		
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R3		Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	243.2		156.2
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	15.57°		15.41°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	67.7		43.1
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	1.35		1.35
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5585		0.4636
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	0.68		0.68
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	0.90		0.90
Termini della formula di Brinch-Hansen					
Profondità	$= [\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	244.23		131.12
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23.18		12.59
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00		1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00		1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.18		1.20
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00		1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0.52		0.52
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-		0.965
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	0.00		0.00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35.49		23.18
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00		1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00		1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.19		1.22
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00		1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.50		0.48
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0.34 K_h$		-		0.983
Superficie	$= [\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	145.49		63.86
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30.21		13.58
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00		1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00		1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00		1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00		1.00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma = (1 - H / N)m + 1$		0.38		0.38
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-		0.965
Verifica della capacità portante			Approccio 2		
Q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.390		0.195
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4		1.0
C _p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	375.8		263.2
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	243.2		156.2
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)					

Prefabbricato tipo u40NM

Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970 (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

	Natura di terreno di fondazione			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32.0°	$\phi = \text{rad}$ 0.5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	0	
γ	Peso specifico	kN/m ³	19.00	
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\varepsilon = \text{rad}$ 0.0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.30	
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	0.70	
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$ 0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R3	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	300.6	199.0
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	15.60°	15.78°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	83.9	56.2
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	1.45	1.45
Dati influenzati dal tipo di verifica:				
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5585	0.4636
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	0.73	0.73
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1.00	1.00
Termini della formula di Brinch-Hansen				
Profondità	$= [\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	272.37	143.78
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23.18	12.59
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.19	1.21
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0.52	0.51
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.965
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	0.00	0.00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35.49	23.18
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.20	1.23
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.50	0.47
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0.34 K_h$		-	0.983
Superficie	$= [\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	155.87	66.66
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30.21	13.58
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma = (1 - H / N)m + 1$		0.37	0.37
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.965
Verifica della capacità portante			Approccio 2	
Q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.428	0.210
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.0
C _p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	443.5	305.1
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	300.6	199.0
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)				

Prefabbricato tipo u45NM

Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970 (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

	Natura di terreno di fondazione			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32.0°	$\phi = \text{rad}$ 0.5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	0	
γ	Peso specifico	kN/m ³	19.00	
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\varepsilon = \text{rad}$ 0.0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.30	
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	0.75	
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$ 0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R3	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	363.6	246.6
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	15.67°	16.35°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	102.0	72.3
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	1.60	1.60
Dati influenzati dal tipo di verifica:				
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5585	0.4636
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	0.80	0.80
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1.05	1.05
Termini della formula di Brinch-Hansen				
Profondità	$= [\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	282.69	145.19
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23.18	12.59
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.18	1.20
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0.52	0.50
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.965
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	0.00	0.00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35.49	23.18
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.19	1.22
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.50	0.46
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0.34 K_h$		-	0.983
Superficie	$= [\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	171.01	70.27
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30.21	13.58
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma = (1 - H / N)m + 1$		0.37	0.35
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.965
Verifica della capacità portante			Approccio 2	
Q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.454	0.215
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.0
C _p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	518.5	344.7
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	363.6	246.6
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)				

Prefabbricato tipo u50NM

Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970 (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

Natura di terreno di fondazione					
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32.0°	$\phi = \text{rad}$	0.5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	0		
γ	Peso specifico	kN/m ³	19.00		
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\varepsilon = \text{rad}$	0.0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.30		
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	0.85		
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R3		Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	443.5		307.2
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	15.66°		16.58°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	124.4		91.4
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	1.80		1.80
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5585		0.4636
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	0.90		0.90
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1.15		1.15
Termini della formula di Brinch-Hansen					
Profondità	$= [\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	308.49		156.39
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23.18		12.59
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00		1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00		1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.18		1.20
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00		1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0.52		0.49
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-		0.965
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	0.00		0.00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35.49		23.18
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00		1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00		1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.18		1.21
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00		1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.50		0.45
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0.34 K_h$		-		0.983
Superficie	$= [\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	192.52		77.61
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30.21		13.58
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00		1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00		1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00		1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00		1.00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma = (1 - H / N)m + 1$		0.37		0.35
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-		0.965
Verifica della capacità portante			Approccio 2		
Q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.501		0.234
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4		1.0
C _p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	644.2		421.2
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	443.5		307.2
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)					

Prefabbricato tipo u55NM

Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970 (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

Natura di terreno di fondazione					
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32.0°	$\phi = \text{rad}$	0.5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	0		
γ	Peso specifico	kN/m ³	19.00		
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\varepsilon = \text{rad}$	0.0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.30		
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	0.90		
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R3		Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	519.1		365.8
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	15.68°		16.95°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	145.7		111.5
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	1.95		1.95
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5585		0.4636
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	0.98		0.98
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1.20		1.20
Termini della formula di Brinch-Hansen					
Profondità	$= [\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	319.91		158.98
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23.18		12.59
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00		1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00		1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.17		1.19
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00		1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0.52		0.48
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-		0.965
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	0.00		0.00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35.49		23.18
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00		1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00		1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.18		1.20
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00		1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.50		0.44
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0.34 K_h$		-		0.983
Superficie	$= [\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	208.35		81.58
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30.21		13.58
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00		1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00		1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00		1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00		1.00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma = (1 - H / N)m + 1$		0.37		0.34
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-		0.965
Verifica della capacità portante			Approccio 2		
Q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.528		0.241
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4		1.0
C_p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	735.8		469.1
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	519.1		365.8
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)					

Prefabbricato tipo u60NM

Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970 (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

	Natura di terreno di fondazione			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32.0°	$\phi = \text{rad}$ 0.5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	0	
γ	Peso specifico	kN/m ³	19.00	
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\varepsilon = \text{rad}$ 0.0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.30	
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1.00	
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$ 0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R3	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	603.3	432.1
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	15.62°	17.05°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	168.7	132.6
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	2.15	2.15
Dati influenzati dal tipo di verifica:				
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5585	0.4636
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1.08	1.08
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1.30	1.30
Termini della formula di Brinch-Hansen				
Profondità	$= [\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	346.66	170.76
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23.18	12.59
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.17	1.18
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0.52	0.48
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.965
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	0.00	0.00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35.49	23.18
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.17	1.20
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.50	0.44
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0.34 K_h$		-	0.983
Superficie	$= [\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	230.68	89.17
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30.21	13.58
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma = (1 - H / N)m + 1$		0.37	0.33
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.965
Verifica della capacità portante			Approccio 2	
Q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.577	0.260
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.0
C _p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	886.6	558.8
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	603.3	432.1
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)				

Prefabbricato tipo u65NM

Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970 (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

Natura di terreno di fondazione					
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32.0°	$\phi = \text{rad}$	0.5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	0		
γ	Peso specifico	kN/m ³	19.00		
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\varepsilon = \text{rad}$	0.0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.30		
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1.05		
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R3		Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	697.4		506.0
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	15.63°		17.34°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	195.1		157.9
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	2.35		2.35
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5585		0.4636
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1.17		1.17
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1.35		1.35
Termini della formula di Brinch-Hansen					
Profondità	$= [\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	357.34		173.20
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23.18		12.59
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00		1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00		1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.16		1.18
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00		1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0.52		0.47
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-		0.965
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	0.00		0.00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35.49		23.18
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00		1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00		1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.17		1.19
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00		1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.50		0.43
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0.34 K_h$		-		0.983
Superficie	$= [\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	252.05		95.19
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30.21		13.58
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00		1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00		1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00		1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00		1.00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma = (1 - H / N)m + 1$		0.37		0.33
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-		0.965
Verifica della capacità portante			Approccio 2		
Q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.609		0.268
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4		1.0
C_p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	1022.9		630.7
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	697.4		506.0
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)					

Prefabbricato tipo u70NM

Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970 (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

	Natura di terreno di fondazione			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32.0°	$\phi = \text{rad}$ 0.5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	0	
γ	Peso specifico	kN/m ³	19.00	
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\varepsilon = \text{rad}$ 0.0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.30	
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1.15	
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$ 0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R3	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	794.7	583.9
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	15.55°	17.37°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	221.1	182.7
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	2.55	2.55
Dati influenzati dal tipo di verifica:				
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5585	0.4636
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1.27	1.27
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1.45	1.45
Termini della formula di Brinch-Hansen				
Profondità	$= [\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	384.87	185.38
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23.18	12.59
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.16	1.17
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0.52	0.47
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.965
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	0.00	0.00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35.49	23.18
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.16	1.19
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.50	0.43
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0.34 K_h$		-	0.983
Superficie	$= [\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	275.22	102.99
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30.21	13.58
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma = (1 - H / N)m + 1$		0.38	0.32
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.965
Verifica della capacità portante			Approccio 2	
Q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.660	0.288
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.0
C _p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	1202.3	735.3
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	794.7	583.9
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)				

Prefabbricato tipo u75TM

Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970 (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

	Natura di terreno di fondazione			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32.0°	$\phi = \text{rad}$ 0.5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	0	
γ	Peso specifico	kN/m ³	19.00	
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\varepsilon = \text{rad}$ 0.0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.30	
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1.25	
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$ 0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R3	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	919.0	682.6
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	16.02°	17.96°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	263.8	221.2
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	2.80	2.80
Dati influenzati dal tipo di verifica:				
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5585	0.4636
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1.40	1.40
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1.55	1.55
Termini della formula di Brinch-Hansen				
Profondità	$= [\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	399.99	190.97
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23.18	12.59
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.15	1.17
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0.51	0.46
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.965
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	0.00	0.00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35.49	23.18
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.16	1.18
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.49	0.41
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0.34 K_h$		-	0.983
Superficie	$= [\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	291.27	107.62
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30.21	13.58
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma = (1 - H / N)m + 1$		0.36	0.31
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.965
Verifica della capacità portante			Approccio 2	
Q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.691	0.299
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.0
C _p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	1382.5	836.1
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	919.0	682.6
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)				

Prefabbricato tipo u80TM

Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970 (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

Natura di terreno di fondazione					
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32.0°	$\phi = \text{rad}$	0.5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	0		
γ	Peso specifico	kN/m ³	19.00		
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\varepsilon = \text{rad}$	0.0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.30		
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1.30		
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R3		Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	1030.4		772.7
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	16.08°		18.23°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	297.0		254.4
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	3.05		3.05
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5585		0.4636
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1.52		1.52
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1.60		1.60
Termini della formula di Brinch-Hansen					
Profondità	$= [\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	408.62		192.65
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23.18		12.59
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00		1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00		1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.14		1.16
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00		1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0.51		0.45
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-		0.965
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	0.00		0.00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35.49		23.18
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00		1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00		1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.15		1.17
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00		1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.48		0.40
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0.34 K_h$		-		0.983
Superficie	$= [\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	315.64		114.54
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30.21		13.58
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00		1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00		1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00		1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00		1.00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma = (1 - H / N)m + 1$		0.36		0.30
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-		0.965
Verifica della capacità portante			Approccio 2		
Q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.724		0.307
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4		1.0
C _p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	1577.9		936.9
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	1030.4		772.7
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)					

Prefabbricato tipo u85TM

Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970 (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

Natura di terreno di fondazione					
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32.0°	$\phi = \text{rad}$	0.5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	0		
γ	Peso specifico	kN/m ³	19.00		
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\varepsilon = \text{rad}$	0.0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.30		
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1.40		
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R3		Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	1170.8		885.3
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	16.01°		18.29°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	336.0		292.5
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	3.30		3.30
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5585		0.4636
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1.65		1.65
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1.70		1.70
Termini della formula di Brinch-Hansen					
Profondità	$= [\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	434.76		203.47
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23.18		12.59
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00		1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00		1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.14		1.16
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00		1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0.51		0.45
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-		0.965
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	0.00		0.00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35.49		23.18
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00		1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00		1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.15		1.17
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00		1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.49		0.40
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0.34 K_h$		-		0.983
Superficie	$= [\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	343.40		123.29
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30.21		13.58
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00		1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00		1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00		1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00		1.00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma = (1 - H / N)m + 1$		0.36		0.30
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-		0.965
Verifica della capacità portante			Approccio 2		
Q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.778		0.327
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4		1.0
C_p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	1834.2		1078.3
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	1170.8		885.3
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)					

Prefabbricato tipo u97TP

Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970 (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

	Natura di terreno di fondazione			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32.0°	$\phi = \text{rad}$ 0.5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	0	
γ	Peso specifico	kN/m ³	19.00	
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\varepsilon = \text{rad}$ 0.0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.30	
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1.55	
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$ 0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R3	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	2144.1	1146.9
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	16.99°	16.76°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	654.9	345.4
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	3.85	3.85
Dati influenzati dal tipo di verifica:				
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5585	0.4636
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1.92	1.92
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1.85	1.85
Termini della formula di Brinch-Hansen				
Profondità	$= [\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	445.14	239.04
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23.18	12.59
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.13	1.15
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0.48	0.49
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.965
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	0.00	0.00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35.49	23.18
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.14	1.16
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.46	0.44
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0.34 K_h$		-	0.983
Superficie	$= [\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	370.25	163.58
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30.21	13.58
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma = (1 - H / N)m + 1$		0.34	0.34
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.965
Verifica della capacità portante			Approccio 2	
Q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.815	0.403
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.0
C _p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	2242.3	1550.1
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	2144.1	1146.9
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)				

Prefabbricato tipo u97TP

Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970 (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

	Natura di terreno di fondazione			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32.0°	$\phi = \text{rad}$ 0.5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	0	
γ	Peso specifico	kN/m ³	19.00	
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\varepsilon = \text{rad}$ 0.0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.30	
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1.55	
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$ 0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R3	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	1141.9	934.6
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	10.45°	14.00°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	210.7	233.0
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	3.40	3.85
Dati influenzati dal tipo di verifica:				
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5585	0.4636
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1.70	1.92
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1.85	1.85
Termini della formula di Brinch-Hansen				
Profondità	$= [\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	623.13	275.77
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23.18	12.59
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.15	1.15
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0.67	0.56
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.965
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	0.00	0.00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35.49	23.18
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.16	1.16
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.65	0.53
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0.34 K_h$		-	0.983
Superficie	$= [\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	529.85	202.70
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30.21	13.58
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma = (1 - H / N)m + 1$		0.54	0.42
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.965
Verifica della capacità portante			Approccio 2	
Q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	1.153	0.478
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.0
C _p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	2802.9	1842.1
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	1141.9	934.6
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)				