

COMMITTENTE:



RETE FERROVIARIA ITALIANA S.p.A.  
DIREZIONE OPERATIVA INFRASTRUTTURA TERRITORIALE (DOIT)

PROGETTAZIONE:

PROGETTISTA

**ETS S.r.l.**

Via Benedetto Croce, 68  
00142 Roma  
email: info@etsingegneria.it

SOGGETTO TECNICO:

RFI - DIREZIONE OPERATIVA INFRASTRUTTURA TERRITORIALE DI GENOVA  
S.O. INGEGNERIA

## PROGETTO ESECUTIVO

Aggiornamento della Progettazione Esecutiva della galleria artificiale di Mele  
(compreso il relativo tracciato ferroviario, dal PL fino all'imbocco della galleria del Turchino),  
comprensiva degli interventi propedeutici alla realizzazione della galleria artificiale - Linea Genova - Ovada - Acqui Terme

### MURO SOSTEGNO RAMPA - RELAZIONE DI CALCOLO

SCALA : --

FOGLIO 1 di 103

PROGETTO/ANNO    SOTTOPR.    LIVELLO    NOME DOC.    PROGR.OP.    FASE FUNZ.    NUMERAZ.

3 5 3 7 2 3    0 0 0    P E    T S P N    0 1    0 0    0 5 1 9

Rev.	Descrizione	Progettista	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
0	EMISSIONE	G.Grossi	13/10/2023	R.Giordano	13/10/2023	L.Catalo	13/10/2023	D.Lagostena	13/10/2023
1	EMISSIONE	R.Giordano	29/01/2024	F.Foria	29/01/2024	L.Catalo	29/01/2024	D.Lagostena	29/01/2024
		<i>Riccardo Giordano</i>				<i>L. Catalo</i>			



LINEA

L	4	4	1

SEDE TECNICA

L	O	0	2	8	2



1	Introduzione .....	3
2	Normative e documentazione di riferimento .....	4
2.1	Normative.....	4
2.2	Bibliografia .....	4
2.3	Documenti di progetto di riferimento.....	5
2.4	Sitografia.....	5
3	Materiali .....	6
3.1	Muri di sostegno prefabbricati.....	6
4	Inquadramento dell'area di studio .....	7
4.1	Inquadramento geografico.....	7
4.2	Inquadramento geologico .....	7
4.3	Assetto geomorfologico .....	12
4.4	Dinamica di versante .....	12
4.5	Quadro del dissesto idrogeologico .....	17
5	Interventi di progetto .....	19
5.1.1	Rampa di accesso .....	19
6	Riferimenti normativi .....	22
6.1	Norme generali .....	22
6.2	Muri di sostegno .....	23
6.2.1	SLU di tipo geotecnico (GEO) .....	23
6.2.2	SLU di tipo strutturale (STR).....	24
7	DATI GENERALI DI PROGETTO .....	25
8	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (scheda 1) .....	26
8.1	Organizzazione del calcolo.....	26
8.2	Calcolo delle azioni sulla struttura .....	26
8.2.1	Spinta della terra.....	26
8.2.2	Carichi stradali .....	28
8.2.3	Forza d'urto stradale .....	28
8.2.4	Spinta della falda freatica .....	28
8.2.5	Pesi e forze d'inerzia per le verifiche sismiche .....	28
8.3	Verifica allo scorrimento .....	28
8.4	Stato limite di ribaltamento .....	29
8.5	Collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno.....	29
8.6	Verifica delle sezioni in c.a. allo SLU.....	29
8.7	Verifica del collegamento tra platea e fondazione.....	31

---

8.8	Verifica di stabilità globale .....	32
9	VERIFICA DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (schede 2, 3 e 4) .....	33
9.1	Classe di esposizione agli agenti aggressivi .....	33
9.2	Copriferri .....	34
9.3	Calcolo dell'ampiezza delle fessure.....	35
9.4	Calcolo delle tensioni di esercizio (4.1.2.2.5) .....	35
10	VERIFICA SISMICA (schede 5 e 6) .....	36
10.1	Criteri generali di progetto .....	36
10.2	Dati di progetto dell'azione sismica .....	37
10.3	.....	37
10.4	Calcolo dell'azione sismica.....	37
10.5	Calcolo delle forze d'inerzia.....	38
10.6	Spinte di calcolo del terreno e dell'acqua .....	38
10.7	Spinta sulla parete prefabbricata .....	40
10.8	Spinta passiva della terra davanti alla fondazione in caso sismico.....	41
11	CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DELLE FONDAZIONI (scheda 7).....	42
12	CODICI DI CALCOLO .....	43
12.1	Tipo di analisi svolta .....	43
12.2	Origine e caratteristiche dei codici di calcolo.....	43
12.3	Affidabilità del codice di calcolo .....	43
13	Verifica di stabilità Globale .....	44

## 1 Introduzione

La seguente relazione rientra nell'ambito della Progettazione Esecutiva con oggetto "Aggiornamento della Progettazione esecutiva della galleria artificiale di Mele (compreso il relativo tracciato ferroviario, dal PL fino all'imbocco della galleria del Turchino), comprensiva degli interventi propedeutici alla realizzazione della galleria artificiale - Linea Genova – Ovada – Acqui Terme".

Nello specifico tale relazione è inerente al progetto di realizzazione della Galleria artificiale, delle relative opere strutturali ed idrauliche, delle opere di consolidamento delle opere di contenimento preesistenti e delle opere inerenti alla sistemazione definitiva del versante, in località Mele (Genova).

L'area di intervento è ubicata nel Comune di Mele, provincia della città metropolitana di Genova in Liguria. Nel punto mediano del sito, le coordinate geografiche (sistema di riferimento WGS 84) sono le seguenti: *Latitudine* 44°28'25.00"N e 8°43'59.93"E. Di seguito uno stralcio della cartografia Google Earth con indicata la zona oggetto di studio.



Figura 1 – Ubicazione del sito di intervento.

Nel presente elaborato sono descritti gli studi e le analisi di calcolo condotte su muri di sostegno prefabbricato a sostegno della rampa di accesso alla parte superiore della galleria.

## 2 Normative e documentazione di riferimento

### 2.1 Normative

- Decreto Ministeriale dei Lavori Pubblici n. 47 del 11 marzo 1988 - "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- UNI ENV 1997-1 Eurocodice 7: "Progettazione geotecnica" Parte 1;
- UNI 10006-2002 Costruzione e manutenzione delle strade – Tecniche di impiego delle terre;
- Decreto del Ministero delle Infrastrutture del 17/01/2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni" pubblicate sulla G.U. n. 8 del 20/02/2018;
- Circolare esplicativa CSLP del 21/01/2019: "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle 'Norme tecniche per le costruzioni'" di cui al D.M. 17/01/18;
- 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: i parametri sismici sono stati assunti dal sito Internet del Ministero dei Lavori Pubblici.
- Calcolo della capacità portante delle fondazioni: Brinch-Hansen J. (1970) "A Revised and Extended.

### 2.2 Bibliografia

- ALLASINAZ A., GELATI R., GNACCOLINI M., MARTINIS B., OROMBELLI G., PASQUARÈ G. & ROSSI P. M. (1971) – Note illustrative della Carta Geologica d'Italia. Foglio n. 82 "Genova" – Roma, Nuova Tecnica Grafica
- AA. VV. (1971) – Foglio n. 82 "Genova" della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000 – Servizio Geologico d'Italia
- AA.VV., coord. Vanossi M. (1994) – Guide geologiche regionali. Alpi Liguri. – Società Geologica Italiana 293 pp
- CAPPONI G., GOSSO G., SCAMBELLURI M., SILETTO G. B., TALLONE S. (1994) - Carta geologico-strutturale del settore centro-meridionale del Gruppo di Voltri (Alpi Liguri) e note illustrative. - Bollettino Società Geologica Italiana, 113, 2, 383 - 394
- CASALE L., GIUFFRÈ A., TRAVERSO M., LOMBARDI M. (2002) - Provincia di Genova. Ambiti regionali di bacino 12 e 13. Piani di Bacino Stralcio sul Rischio Idrogeologico. Caratteristiche idrauliche e geologiche del territorio. Valutazione del rischio idraulico e geomorfologico
- CHIESA S., CORTESOGNO L., FORCELLA F., GALLI M., MESSIGA B., PASQUARÈ G. & PEDEMONTE G. M. (1975) – Assetto strutturale e interpretazione del Gruppo di Voltri. – Boll. Soc. Geol. It., 94, 555-581
- PROVINCIA DI GENOVA (2013) – Piano di Bacino. Ambiti 12 e 13. Piani stralcio per la tutela dal rischio idrogeologico di cui all'art. 1 del D.L. 11/06/1998 n. 180 convertito in Legge 03/08/1998 n. 267 e s.m.i..
- REGIONE LIGURIA & AUTORITÀ DI BACINO DISTRETTUALE DELL'APPENNINO SETTENTRIONALE (2023) - Piani di bacino stralcio per la tutela dal rischio idrogeologico (ai sensi dell'art. 1, comma1, del D.L. 180/1998 convertito in L. 267/1998). Ambiti regionali di bacino 12 e 13
- SERVIZIO GEOLOGICO D'ITALIA (1971) – Carta geologica d'Italia alla scala 1:100.000. Foglio n. 82 Genova. II Edizione, Roma
- SERVIZIO GEOLOGICO D'ITALIA (2007) – Carta geologica d'Italia alla scala 1:50.000. Foglio n. 213 Genova. Progetto CARG, Firenze;
- Formula for Bearing Capacity". Bull. n° 28 – Danish Geotechnical Institute – Copenhagen.

- 
- Riduzione della capacità portante per il sisma: Pecket A. (1997) “Analytical formula for a seismic bearing capacity of shallow strip foundations” Proc. 14th Int. Conf. On soil Mechanics and Foundation Engineering.

### **2.3 Documenti di progetto di riferimento**

- Progetto esecutivo 2003 “Lavori urgenti, atti a mettere in sicurezza zone del muro di controripa al km 22+530 della linea Genova-Ovada in Stazione di Mele, danneggiato da cause di forza maggiore nonché interventi vari di distemazione del versante sovrastante il muro resto” – Rete Ferroviaria Italiana

### **2.4 Sitografia**

- <http://www.pianidibacino.ambienteinliguria.it/GE/ambiti12e13/ambiti12e13.html>
- <http://svcarto.regione.liguria.it/geoviewer2/pages/apps/geoportale/index.html>
- [https://www.isprambiente.gov.it/Media/carg/213\\_GENOVA/Foglio.html](https://www.isprambiente.gov.it/Media/carg/213_GENOVA/Foglio.html)
- <http://www.pcn.minambiente.it>

### 3 Materiali

#### 3.1 Muri di sostegno prefabbricati

##### Calcestruzzo elementi prefabbricati

Cemento Portland EN 197-1 CEM I 52.5 R

Classe di resistenza C35/45

Rapporto A/C 0.45

Dimensione max inerti 22 mm

Classe di consistenza S3

##### *Copriferri*

Lato facciata  $c=40+5/-0$  mm

Lato controterra  $c=40+5/-0$  mm

##### Platea

##### Calcestruzzo elementi prefabbricati

Cemento Portland EN 197-1 CEM I 32.5 R o N

Classe di resistenza C25/30

Dimensione max inerti 30 mm

Classe di consistenza S3

##### *Copriferri*

Estradosso platea  $c=40+10/-0$  mm

Intradosso platea  $c=40+10/-0$  mm

##### Fondazioni debolmente armate

##### Calcestruzzo elementi prefabbricati

Cemento Portland EN 197-1 CEM I 32.5 R o N

Classe di resistenza C25/30

Dimensione max inerti 50 mm

Classe di consistenza S3

##### Acciaio

B450C controllato in stabilimento



## 4 Inquadramento dell'area di studio

### 4.1 Inquadramento geografico

L'area di intervento è ubicata nel Comune di Mele, provincia della città metropolitana di Genova in Liguria. Nel punto mediano del sito, le coordinate geografiche (sistema di riferimento WGS 84) sono le seguenti: *Latitudine* 44°28'25.00"N e *8°43'59.93"E*. Di seguito uno stralcio della cartografia Google Earth con indicata la zona oggetto di studio.



*Figura 2 – Ubicazione del sito di intervento.*

### 4.2 Inquadramento geologico

Per il settore oggetto di studio la cartografia storica di riferimento è rappresentata dal Foglio n. 82 "Genova" della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000, dalla quale si evince che il substrato roccioso pre-quadernario è rappresentato da rocce metamorfiche, di età mesozoica, riferibili al Complesso Ofiolitico del Gruppo di Voltri.

Il Gruppo di Voltri è un sistema composto di falde metamorfiche, situato in posizione interna rispetto all'arco alpino occidentale. In esso prevalgono litologie provenienti da diversi ambienti litosferici: mantello continentale, ofioliti mesozoiche e coperture sedimentarie. Le relazioni originarie tra le diverse litologie sono generalmente cancellate e trasposte a causa dell'intensa tettonica alpina.

Nell'area in esame le litologie prevalenti sono riferibili a frammenti di crosta oceanica (Unità Ofiolitiche: Unità M.te Beigua - Carta Geologica d'Italia, Foglio n° 82) ed a metasedimenti di fossa (Unità dei Calcescisti del Turchino - Carta Geologica d'Italia, Foglio n° 82).

---

Il Gruppo di Voltri comprende numerose unità tettoniche che, in prima approssimazione, si possono ricondurre a una originaria serie stratigrafica ascrivibile al Dominio Piemontese - Ligure che, procedendo dal basso verso l'alto, comprende: serpentinoscisti con lenti di eclogiti (meta-Fe-gabbri) e di gabbri eclogitici (Mg-gabbri), oficalciti (brecce di serpentiniti a cemento carbonatico), una successione di basalti prasinitizzati (metabasiti), quarzoscisti manganesiferi, marmi e calcescisti.

#### Calcescisti del Turchino

Sotto tale denominazione sono compresi le principali associazioni litologiche:

- Calcescisti a muscovite e paragonite; calcemicascisti a muscovite, paragonite  $\pm$  fengite e clorite; argilloscisti seritici; filladi calcarifere a clorite e sericite  $\pm$  grafite; micascisti e quarzomicascisti a clorite  $\pm$  sericite, marmi micacei; calcescisti, calcemicascisti e micascisti albitici. Il contatto tra calcescisti l.s. e rocce basiche e/o ultrabasiche è talora sottolineato da livelli a epidoto, clorite e anfiboli;
- Quarzoscisti;
- Prasiniti, prasiniti ovarditiche ed epidotiche, prasiniti ad attinoto  $\pm$  glaucofane, prasiniti a fuchsite, prasiniti granatifere e a biotite (Membro delle prasiniti di Campo Ligure).

#### Ofioliti di Monte Beigua

Nell'area di studio sono rappresentate essenzialmente da rocce ultrabasiche e basiche:

- Serpentiniti da massive a foliate, serpentiniti anfiboliche, serpentinoscisti, talcoscisti e scisti amiantiferi, filoni rodingitici e oficalciti;
- Scisti actinolitici e scisti cloritici-actinolitici, talora a epidoto, costituenti prodotti di laminazione tettonica localizzati entro i calcescisti e soprattutto in corrispondenza ai contatti tra questi ultimi e le masse ofiolitiche;
- Mg-gabbri a tessitura da occhiadina a listata, talora con relitti eclogitici.

Inoltre, a Est di Bric Aresci, vi sono importanti masse di quarziti massicce e/o listate riferibili dal punto di vista litostratigrafico al Dominio Pre-piemontese e/o Piemontese s.s. sensu Vanossi et alii – 1984 (in Capponi et alii, 1994).

Più recentemente è stato pubblicato il Foglio n. 213 Genova della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50.000 (Servizio Geologico d'Italia, 2007) nel quale sono state modificate le denominazioni delle varie Formazioni indicate nella cartografia e nella Letteratura precedente.

È infine disponibile la Carta geolitologica del Piano di bacino (Regione Liguria & Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Settentrionale, 2023).

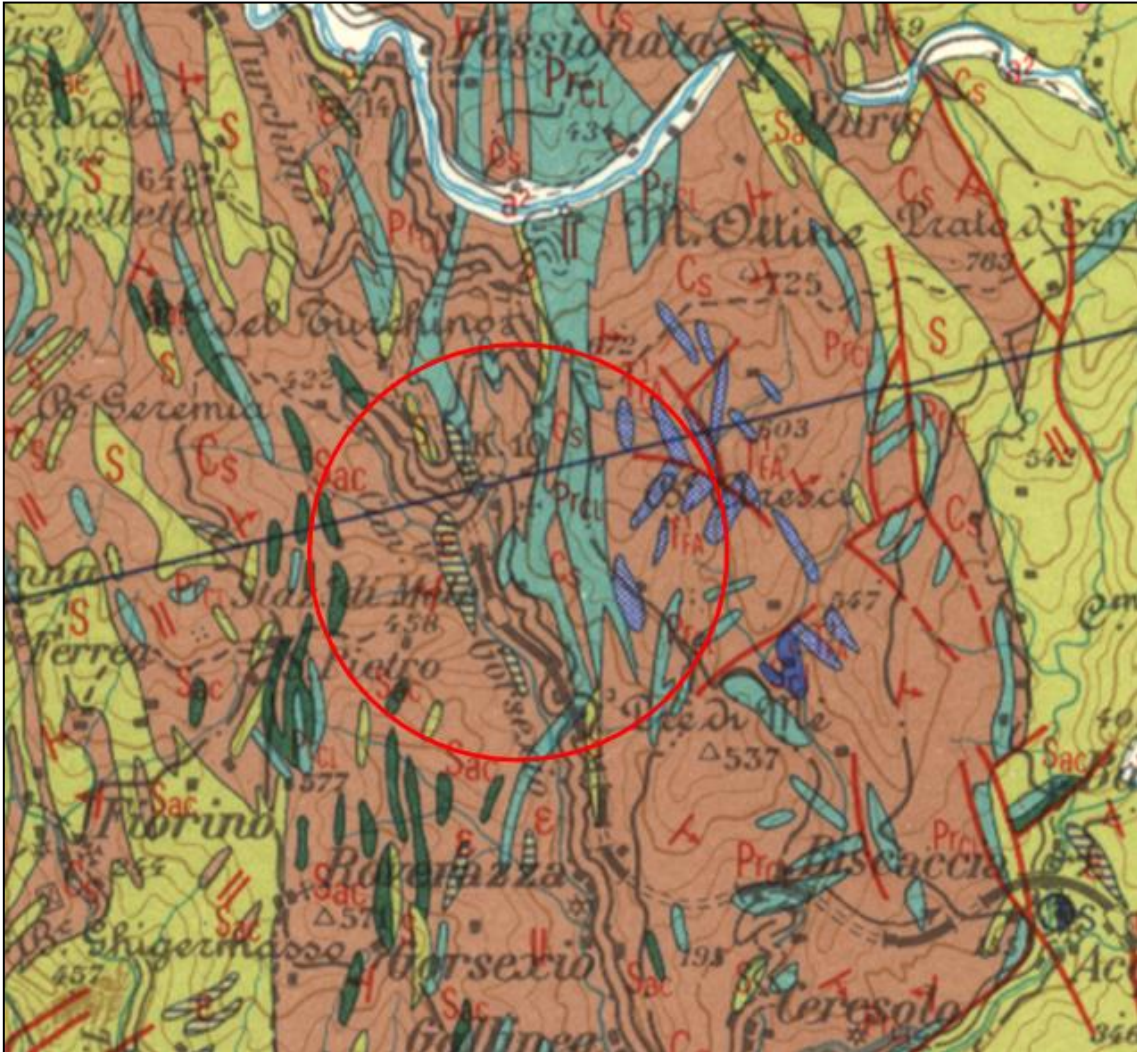


Figura 3 – Stralcio dal Foglio n. 82 “Genova” della Carta Geologica d’Italia alla scala 1:100.000. Legenda: Cs) Calcescisti del Turchino; Prcl) Membro delle Prasiniti di Campo Ligure; S) Ofioliti di M. Beigua (Membro delle serpentine di Capanne Marcarolo); Sac) Scisti actinolitici e cloritico-actinolitici; ε) Metagabbri; T<sup>1</sup><sub>FA</sub>) Quarziti di Fosso Angassino.



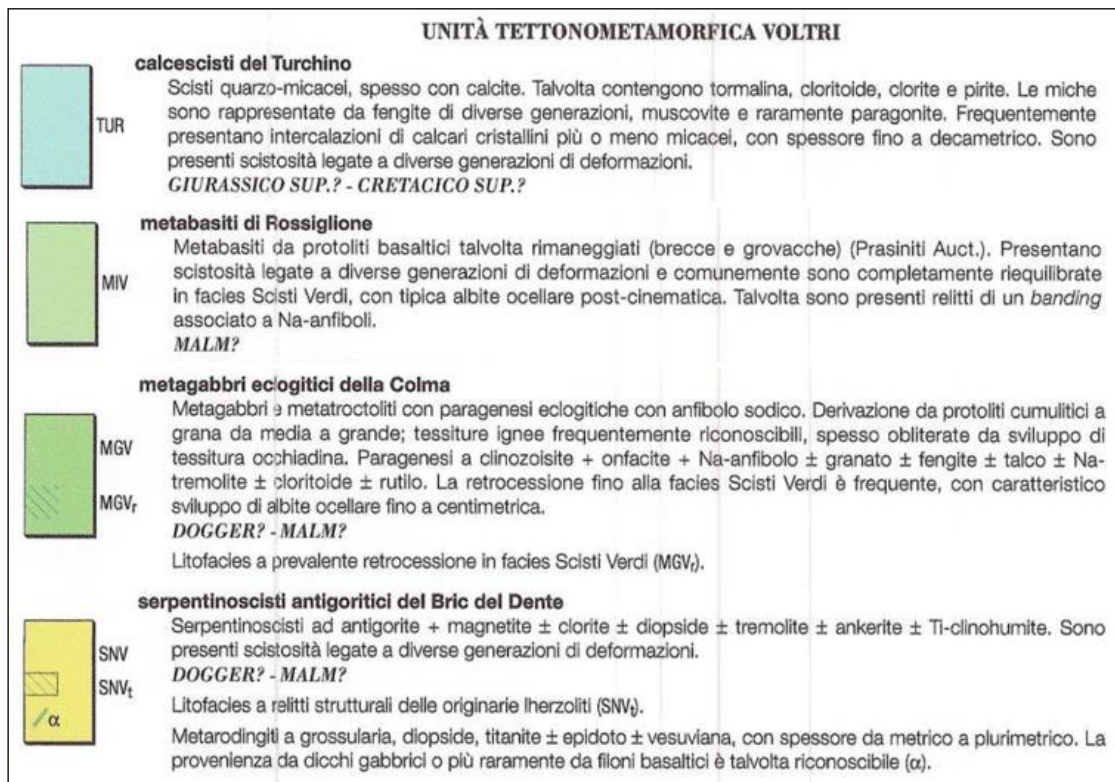
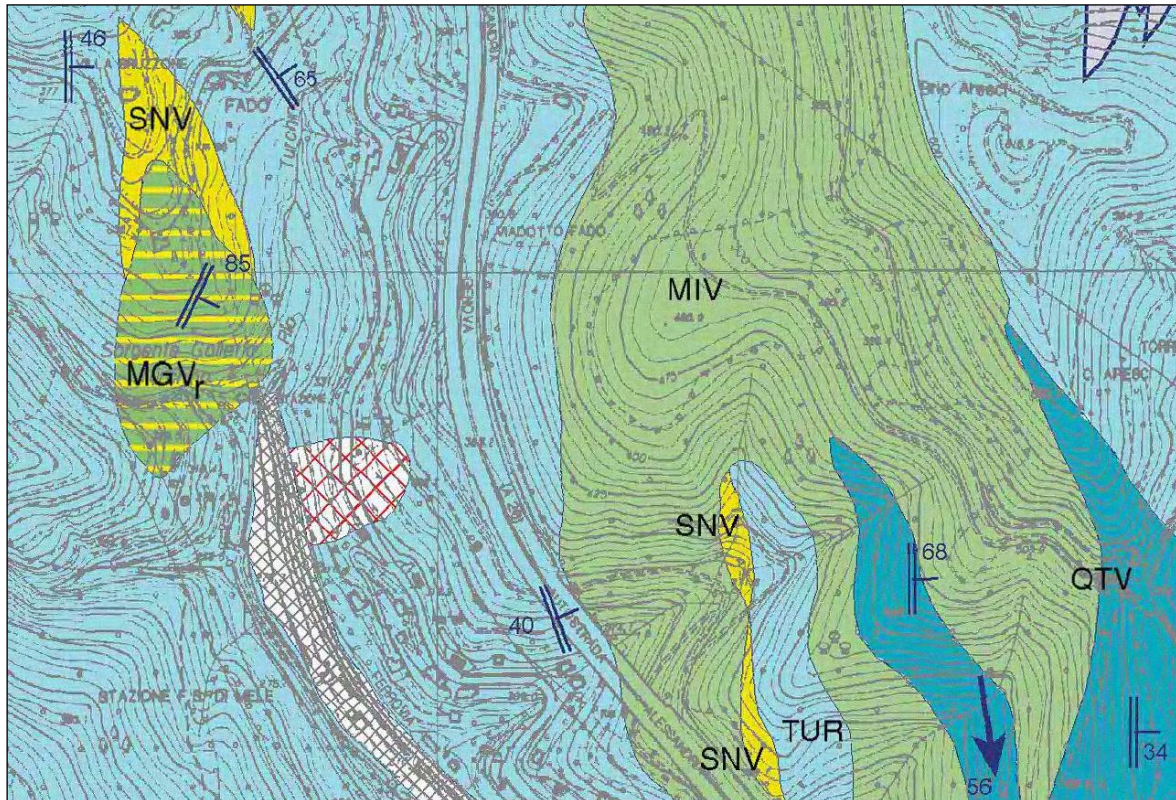


Figura 4 – Stralci dal Foglio n. 213 “Genova” della Carta Geologica d’Italia alla scala 1:50.000.



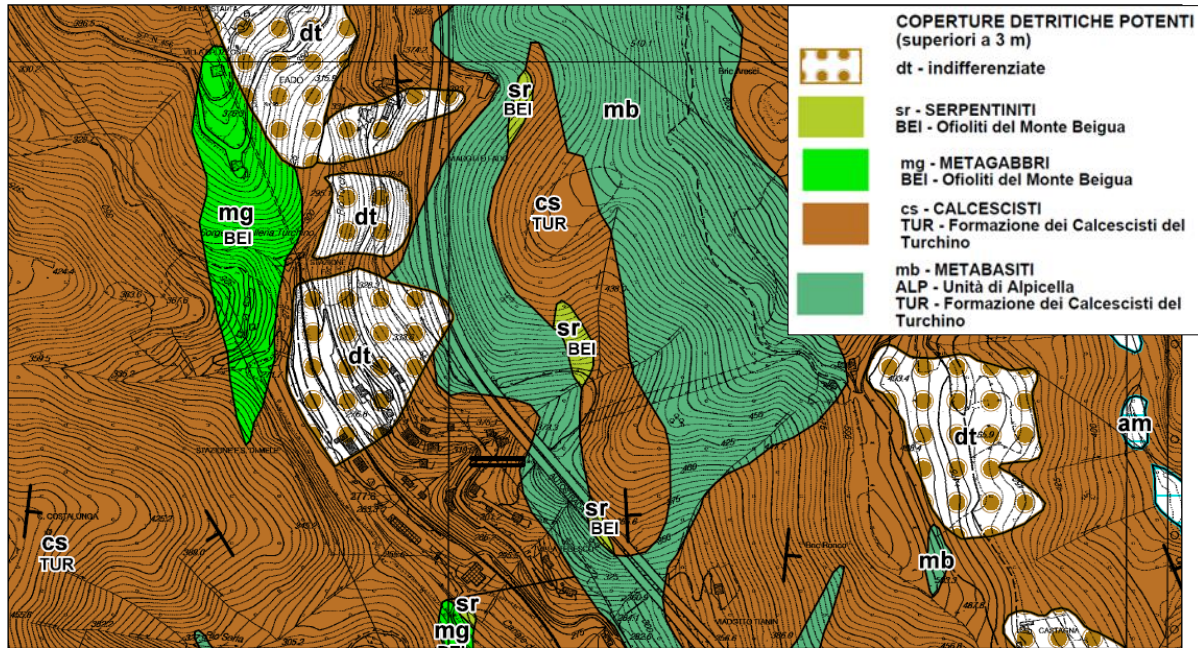


Figura 5 – Stralci dalla Tavola 213090 Carta geolitologica del Piano di bacino stralcio per la tutela dal rischio idrogeologico - Ambiti 12 e 13 (Regione Liguria & Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Settentrionale, 2023).

**STADI METAMORFICI**  
 (definiti per rocce a chimismo basico)

	Eclogitico	Glaucofanico	Anfibolitico ad albite	Scisti Verdi
<b>Micascisti</b>	ph1+pg+grt+rt+Fe-Tiox		cld+ph2+ab+ttn	ms+bt+chl+ab+ttn+ox
<b>Calcescisti</b>	ph1+ pg+grt+zo+chl+ox		cld+ph2+ab+ttn	ms+bt+chl+ab+ttn+ox
<b>Quarziti e Quarzoscisti</b>	ph1+pg+Mn-ep+Mn-grt+ox±rt		cld+ph2+ab±ttn	ms+bt+chl+ab+ox±ttn
<b>Metabasiti indifferenz.</b>	come basalti e Fe-gabbri			
<b>Basalti</b>	Na-cpx+grt+rt±Fe-Tiox±Na-anf	Na-anf±grt2±ep±ttn	bar+ab+ep+ttn±chl	act+ab+ep+chl+ttn+Fe-ox
<b>Fe-gabbri</b>	Na-cpx+grt1+rt±Fe-ox±Na-anf	Na-anf±grt2±ep±ttn	bar+ab+ep+ttn±chl	act+ab+ep+chl+ttn+Fe-ox
<b>Mg-gabbri</b>	Na-cpx+grt+zo+tc±Na-anf±pg	Na-anf	bar+ab+ep	tr+ab+ep+chl
<b>Ultramafiti</b>	ol+atg+di+Ti-chu±chl		atg+brc+chl±tr±ctl	

Abbreviazioni dei minerali tratte da KRETZ (1983). ab = albite; act = attinolite; anf = anfibolo; atg = antigorite; bar = barrosite; brc = brucite; bt = biotite; chl = clorite; cld = cloritoide; cpx = clinopirosseno; ctl = crisotilo; di = diopside; ep = epidoto; grt = granato; ms = muscovite; ol = olivina; ox = ossidi; pg = paragonite; ph = fengite; rt = rutilo; tc = talco; Ti-chu = titanclinohumite; ttn = titanite; tr = tremolite; zo = zoisite.

Figura 6 – Paragenesi metamorfiche nei litotipi del Gruppo di Voltri, figura tratta da Capponi et alii (1994).

### 4.3 Assetto geomorfologico

L'area oggetto del presente studio è localizzata nel bacino del T. Leiro, immediatamente a valle della confluenza del Rio Turchino nel Rio Gorsexio.

Il versante si presenta come una dorsale allungata in direzione NW-SE, interrotta localmente da selle in contropendenza, interpretabili come tracce di direttrici di un reticolato idrografico pregresso.

Un lembo di superficie pianeggiante modellato in roccia, di probabile origine fluviale, si osserva a valle di Bric Aresci a circa 490 m di altezza.

Il versante compreso tra Bric Aresci (616 m s.l.m.m.) e il fondovalle (quota media 275 m s.l.m.m., nei pressi della Stazione ferroviaria di Mele) si può suddividere in tre differenti settori:

- Il tratto superiore è caratterizzato un profilo concavo, con un'acclività media di circa 25° e tratti inclinati anche di 35°, interrotta da un ripiano compreso tra le quote 485 m e 500 m circa. Sul versante Sud-orientale di Bric Aresci, a si osserva una scarpata in contropendenza orientata N40W, avente le seguenti dimensioni: lunghezza = 30 m, larghezza = 20-25 m, profondità = 5-6 m;
- Il tratto mediano (a monte della A 26) mostra un profilo rettilineo ed un'inclinazione anch'esso di circa 25°;
- Il tratto inferiore (a valle della A 26) mostra una morfologia maggiormente complessa, caratterizzata dalla presenza di ondulazioni longitudinali e trasversali della superficie topografica nonché da un generalizzato rigonfiamento intuibile sulle basi cartografiche pubblicate precedentemente all'attivazione del fenomeno franoso. In corrispondenza al corpo di frana l'acclività può raggiungere i 35°-40°. In quest'ultimo settore si osservano fessure e scarpate aventi direzione parallela alle curve di livello, con altezza variabile compresa tra 1 m e 3-4 m, distribuite essenzialmente tra le quote 320 m e 300 m s.l.m.m..

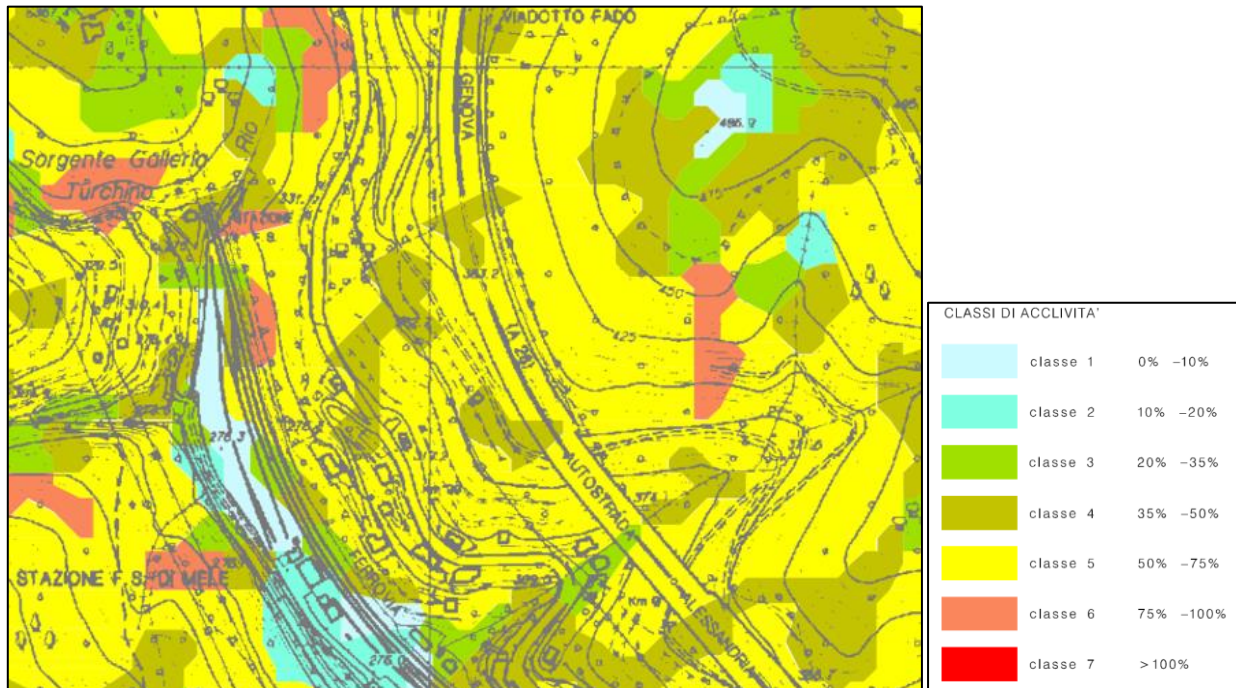


Figura 7 – Stralci dalla Carta dell'acclività (Provincia di Genova, 2013).

### 4.4 Dinamica di versante

In seguito alle eccezionali precipitazioni del mese di Novembre 2000 infatti, si attivò un esteso movimento franoso interessante il settore di versante a monte della Stazione FS nel Comune di Mele in sponda orografica



sinistra del rio Turchino. Il movimento franoso si estese da poco a monte della S.S. 456 “del Turchino” alla linea ferroviaria e compromise notevolmente sia la viabilità stradale lungo la statale suddetta sia il movimento ferroviario lungo la linea Genova – Ovada. Gli interventi di sistemazione parziale del versante sono stati oggetto di progettazione esecutiva datata 2003.

Nel primo caso sono stati eseguiti dei lavori da parte dell’ANAS per ripristinare il tracciato stradale a mezzo di un viadotto con fondazioni profonde. Nel secondo caso, invece, è stata necessaria l’interruzione di entrambi i binari di esercizio, è stato realizzato un nuovo tracciato tramite il collegamento in galleria con il vecchio binario dispari, è stata costruita una scogliera di protezione in modo da contenere la frana ed infine è stata realizzata un’opera di consolidamento del versante (in *Figura 8* presenti già la viabilità alternativa e la scogliera di protezione). L’intervento di consolidamento del versante che, ad oggi, risulta ultimato, consiste in diverse tipologie di opere e, in particolare, la consolidazione dei muri rimasti illesi dopo il movimento franoso, a mezzo di cordoli in testa con micropali e tiranti con l’utilizzo di un graticcio di travi in acciaio, ed un’opera d’arte più imponente con lo scopo di contenimento del versante lungo lo sviluppo del tratto di muro crollato.



*Figura 8 – Foto frontale della frana avvenuta nel Novembre 2000.*



*Figura 9 – Foto frontale della sistemazione provvisoria del versante ad ultimazione lavori.*

L'analisi morfologica e l'interpretazione fotogrammetrica dell'area in esame hanno permesso di individuare in modo evidente un diffuso stato di dissesto lungo l'intero versante, a partire dalla linea ferroviaria sino ad oltre il sovrastante tracciato autostradale. In tale contesto il fenomeno innescatosi nel Novembre 2000 rappresenta una locale riattivazione di una porzione di un più vasto dissesto, del quale sono individuabili i limiti morfologici e le opere di consolidamento realizzate.

Entro l'accumulo dalla frana antica, la tendenza a locali riattivazioni è confermata dal dissesto manifestatosi nel 1986 nel settore di versante a Nord dell'attuale movimento, già interessato da interventi di consolidamento e bonifica e compreso tra la strada statale e l'autostrada.

È inoltre da rilevare la presenza di un settore a minore acclività in corrispondenza dell'imposta della spalla del viadotto Fado, evidenziato dall'analisi delle foto aeree precedenti alla realizzazione dell'autostrada e probabilmente attribuibile alla porzione sommitale dell'accumulo dell'antico fenomeno.

Lo studio delle giaciture degli affioramenti individuati lungo lo sviluppo dell'areale considerato conferma sostanzialmente la delimitazione individuata dall'analisi fotogrammetrica e morfologica. Per un vasto settore del versante in esame risulta infatti evidente una ragionevole congruenza nell'assetto della scistosità, sostanzialmente a reggipoggio, con direzione ed inclinazione rispettivamente variabili tra 70 - 100° e tra 60 - 70°; tale assetto non è confermato entro il settore morfologicamente attribuito al pregresso fenomeno gravitativo, ove la scistosità presenta giaciture casuali.

La porzione di frana riattivata ha individuato un evidente settore di coronamento, poco a monte della sede stradale, che è proseguito lungo la sede stessa e successivamente sino alla parte mediana del versante, definendo i margini laterali del fenomeno. Le dislocazioni manifestatesi in seguito all'evento sono plurimetriche in senso verticale e pluridecametriche in senso orizzontale, che ha condotto alla totale compromissione delle opere di sottoscarpa esistenti. Il fenomeno gravitativo ha manifestato una larghezza sommitale di circa 50 m, a circa 100 m nella porzione terminale; lo sviluppo longitudinale del dissesto è stato di circa 80 m, su un dislivello di circa 60 m.

L'analisi della morfologia e delle fessurazioni evidenziate sul versante successivamente al dissesto ha indicato che, lungo il margine Nord, verso la parte terminale, il materiale dislocato è stato solo parzialmente contenuto dall'opera di sostegno al piede, localmente aggirata senza il completo scarico a valle del detrito. L'esame delle risultanze della seconda campagna di indagini ha fornito significative informazioni relative all'assetto stratigrafico di tale settore; in particolare il sondaggio S6 (2001) ha individuato un evidente livello di



alterazione del substrato, verosimilmente già interessato da antica dislocazione sino alla quota di 18,0 m da p.c. (alla cui quota si riscontra un livello milonitizzato ed argillificato), entro il quale si è ragionevolmente sviluppata la recente superficie di scorrimento. Gli affioramenti di zolle litoidi dislocate entro l'accumulo evidenziano materiali con caratteristiche analoghe al livello sopra descritto.

Lungo il margine Sud dell'accumulo, in prossimità del tratto di muro conservato - lato Genova, sono state osservate concentrazioni e venute idriche localizzate che sono state interessate da interventi di drenaggio profondo.

Nella seguente descrizione dei parametri dimensionali del fenomeno gravitativo in oggetto sono state adottate le indicazioni fornite dalla Regione Liguria per il censimento dei movimenti franosi nell'ambito degli studi per i piani di bacino.

Sinteticamente si riportano i principali elementi descrittivi di una frana:

- *Classificazione: tipo di frana (cfr. Varnes, 1978; Amanti et alii, 1992);*
- *Coronamento: ovvero il materiale rimasto in posto praticamente non disturbato ed adiacente alle parti alte della scarpata principale;*
- *Scarpata principale: superficie ripida del terreno non dislocato posta al margine superiore del corpo di frana e formatasi a seguito del moto di scorrimento del materiale staccatosi dal terreno indisturbato;*
- *Unghia frontale della frana: il margine, arcuato, del materiale di frana dislocato alla maggiore distanza dalla scarpata principale;*
- *Punto inferiore: il punto dell'unghia situato a maggiore distanza dal punto sommitale della frana;*
- *Profondità del corpo di frana: massima profondità della massa dislocata misurata in direzione perpendicolare alla sua lunghezza;*
- *Lunghezza totale: distanza tra il coronamento e l'unghia frontale della frana;*
- *Larghezza del corpo di frana: massima larghezza della massa dislocata, misurata in direzione perpendicolare alla lunghezza dell'ammasso di frana;*
- *Altezza massima: altezza misurata perpendicolarmente dal coronamento alla quota del punto inferiore*
- *Angolo di inclinazione dell'accumulo ( $\square'$ );*
- *Angolo di inclinazione del pendio ( $\square$ ).*

**Classificazione:** frana complessa che ha coinvolto il substrato roccioso e la copertura

**Coronamento:** a circa quota 330 m s.m.m.

**Scarpata principale:** localizzata immediatamente a monte del tracciato della S.S. 456 del Turchino

**Unghia frontale della frana:** localizzato in corrispondenza al tracciato ferroviario

**Punto inferiore:** quota 276 m s.l.m.m.

**Profondità del corpo di frana:** 12 m

**Lunghezza totale:** 80 m

**Larghezza del corpo di frana:** 50 m, nel settore adiacente al coronamento; 100 m nel settore di unghia frontale

**Altezza massima:** 54 m

**Area interessata:** 6000 m<sup>2</sup>

**Angolo di inclinazione dell'accumulo ( $\square'$ ):** 30°- 35°

**Angolo di inclinazione del pendio ( $\square$ ):** 25°- 28°

I rilievi di terreno hanno permesso di verificare la presenza di zolle di substrato intensamente tettonizzato, costituite da calcescisti e prasiniti, scompagnate dal movimento ma non disarticolate, le quali mostrano di aver subito una rotazione, come emerge dal confronto con le giaciture del substrato relativamente indisturbato che si osserva in settori adiacenti all'area instabile.

La notevole estensione planimetrica ed altimetrica dei depositi del corpo sedimentario A, la presenza di zolle anche in corrispondenza al coronamento del corpo franoso in oggetto, nonché la presenza di vuoti entro la copertura eluvio/detritico-colluviale (desunta dai sondaggi), induce ad interpretare il corpo A come depositi di un accumulo di frana, probabilmente di natura composita. Tale accumulo, di età sconosciuta ma presumibilmente olocenica, è soggetto a riattivazioni recenti, testimoniate dalla presenza di numerose scarpate e rotture di pendenza interpretabili come nicchie di distacco di frane secondarie, in parte rimodellate ed attualmente vegetate e, ovviamente, dall'aggravarsi delle condizioni di instabilità osservate nel Novembre 2000.

Uno dei dati più interessanti emersi dalla campagna di indagini geognostiche è la presenza di una profonda (sino a 40 m circa) depressione del tetto del substrato roccioso, orientata perpendicolarmente al pendio.

L'esistenza di un fenomeno gravitativo pregresso coinvolgente l'intero versante, confermato dalla notevole potenza dei depositi sciolti, dalla presenza di una profonda depressione del tetto del substrato roccioso e da indizi morfologici, pone due principali problemi interpretativi:

- Non è stata individuata con certezza una nicchia di distacco di dimensioni congruenti con i volumi di materiale coinvolto dal movimento, che dovrebbe essere localizzata verosimilmente immediatamente a monte del tracciato autostradale; l'età del fenomeno potrebbe aver permesso una sua totale obliterazione e/o potrebbe essere mascherata dalla deposizione di depositi colluviali o da corpi di frana minori.
- Un accumulo o una serie di corpi di frana sovrapposti avrebbero ostruito il fondovalle, che nel tratto considerato ha una larghezza di una cinquantina di metri, provocando la formazione di un bacino lacustre e/o palustre immediatamente a monte dello sbarramento del Rio Turchino, ipotesi che non trova riscontro dai risultati del rilevamento geologico e geomorfologico.

Una soluzione a questi due problemi è la postulazione dell'esistenza di una deformazione gravitativa profonda che interessa gran parte del versante. Infatti, come è supportato dalla bibliografia specifica, fenomeni di questo tipo si differenziano dalle frane s.s. per i seguenti motivi:

- Una superficie di scorrimento ben definita non è indispensabile dal punto di vista del meccanismo deformativo;
- L'entità dello spostamento è molto minore rispetto alle dimensioni del fenomeno;
- Le dimensioni del fenomeno sono confrontabili con quelle del versante coinvolto.

In un quadro di questo tipo la maggior parte della deformazione si esplicherebbe in corrispondenza del substrato roccioso intensamente tettonizzato e alterato, producendo nei livelli superficiali, costituiti da depositi sciolti e/o a debole coesione, una generalizzata instabilità con la formazione di nuove superfici di taglio, come si è verificato a carico della S.S. 456 del Turchino e della linea ferroviaria.

## 4.5 Quadro del dissesto idrogeologico

La più recente cartografia inerente il dissesto idrogeologico è contenuta nel Piano di bacino stralcio per la tutela dal rischio idrogeologico - Ambiti regionali di bacino 12 e 13 (Regione Liguria & Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Settentrionale (2023).

Nella Carta del dissesto idrogeologico si riportano stralci delle seguenti cartografie:

- Carta geomorfologica
- Carta della franosità reale

In particolare, per il settore in esame viene indicato il perimetro di frana complessa attiva compreso in una più ampia paleofrana. Tali perimetrazioni si discostano da quanto rilevato e cartografato dopo l'evento del 2000 (ved. tavole Carta geomorfologica e Carta geologica, sezione e profilo geologico).

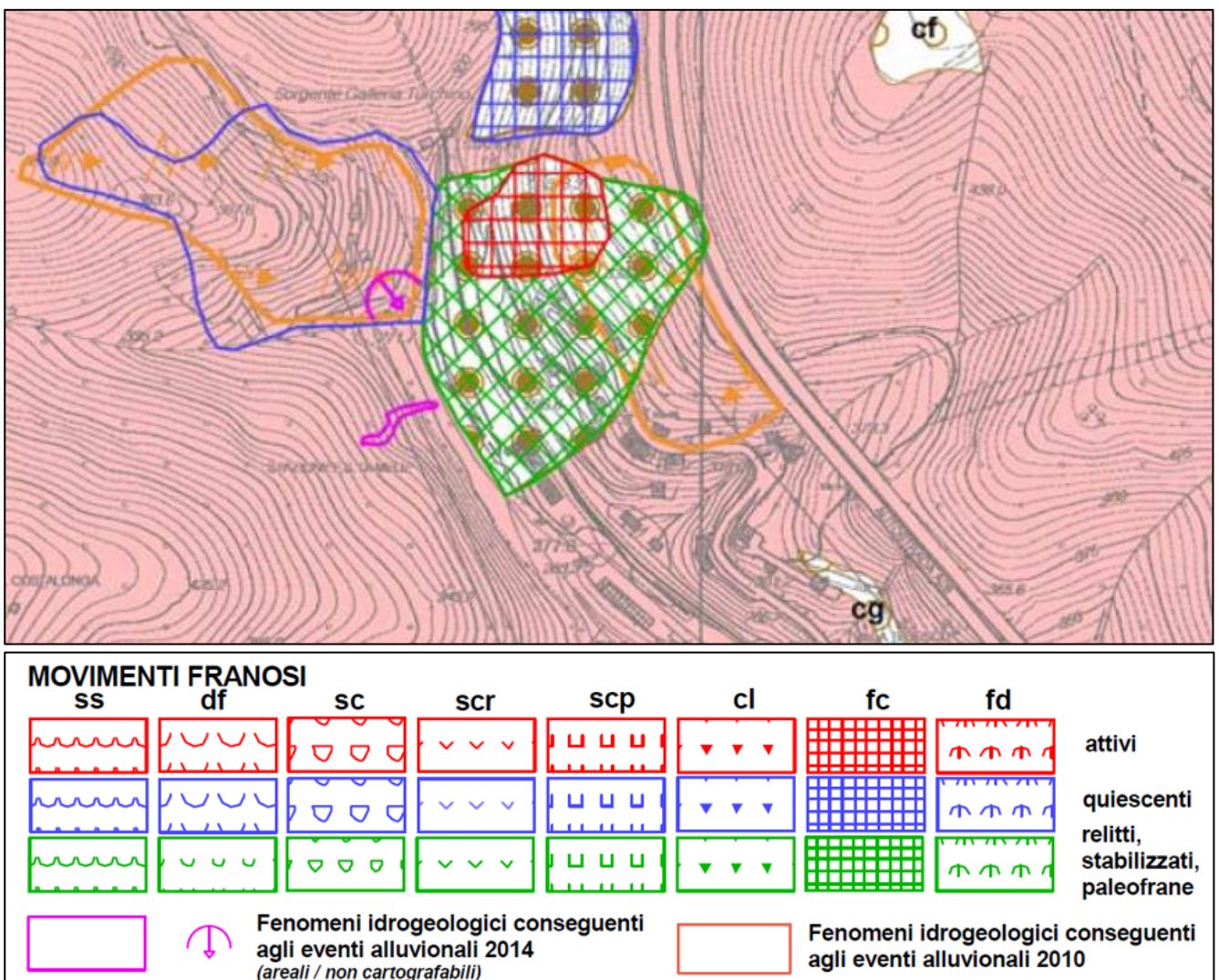


Figura 10 – Stralci dalla Tavola 213090 Carta geomorfologica del Piano di bacino stralcio per la tutela dal rischio idrogeologico - Ambiti 12 e 13 (Regione Liguria & Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Settentrionale, 2023).

In merito alla dinamica torrentizia, si sottolinea che le cartografie del Piano di bacino e del Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (PGRA) non riportano aree inondabili nel settore oggetto di intervento in quanto le perimetrazioni sono state effettuate solo nel tratto compreso all'incirca tra il concentrico di Mele e la costa.



Muro sostegno rampa – Relazione di calcolo  
Linea ferroviaria Genova – Ovada – Acqui Terme  
Progettazione della Galleria artificiale (compreso il relativo  
tracciato ferroviario) ed opere propedeutiche

---

Per le problematiche di natura idraulica si rimanda agli specifici elaborati progettuali: Relazione idrologico-idraulica, Corografia generale del reticolo idrografico e dei vincoli di natura idraulica, Carta dei bacini idrografici e Sezioni di verifica idraulica.



## 5 Interventi di progetto

L'intervento oggetto di questa progettazione esecutiva, consiste nella definitiva messa in sicurezza del versante franato attraverso la realizzazione delle seguenti opere.

- Galleria artificiale prefabbricata;
- Galleria prefabbricata a sbalzo;
- Scatolare drenante prefabbricato;
- Opere di consolidamento sul tratto di muro crollato;
- Opere di consolidamento sui tratti di muro rimasti in posto;
- Consolidamento dei terreni di fondazione;
- Rampa di accesso;
- Opere di finitura superficiali sulle strutture a vista;
- Risagomature del versante;
- Interventi di rafforzamenti corticali;
- Nuovo tracciato ferroviario di progetto.

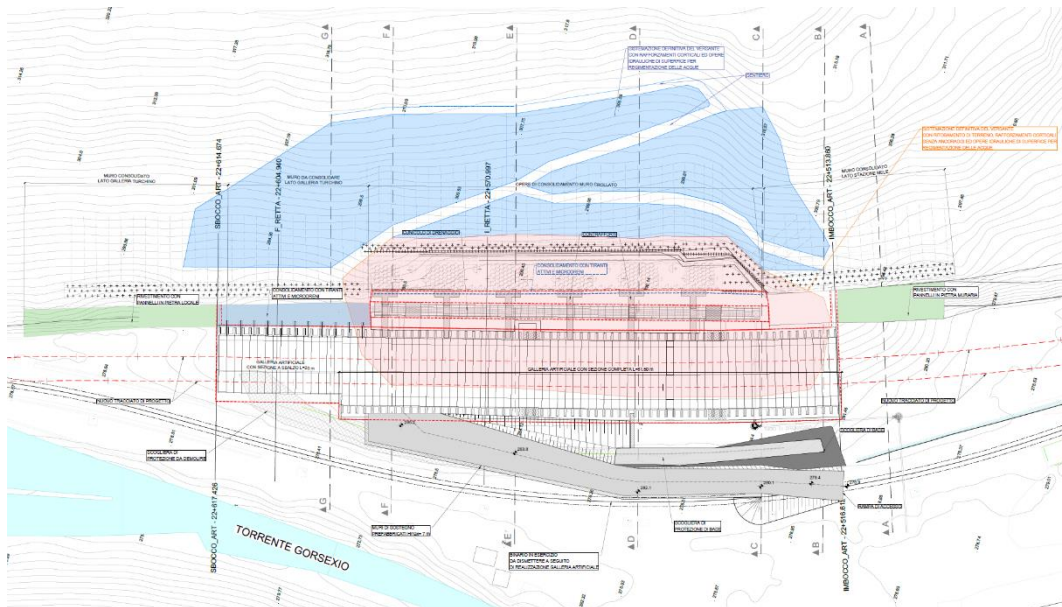


Figura 11 – Stralcio della planimetria di progetto.

Si descrivono di seguito le opere prettamente interessate dal presente documento.

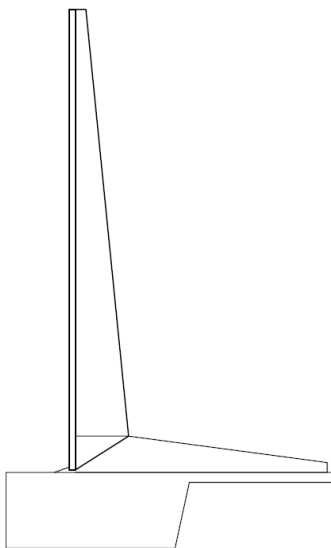
### 5.1.1 Rampa di accesso

Per consentire le lavorazioni inerenti alla realizzazione del paramento drenante, del ritombamento di terreno a tergo della galleria artificiale e di sistemazione definitiva del versante, nonché di ispezione e manutenzione dei tiranti definitivi della struttura a sbalzo e del versante si rende necessaria realizzare una viabilità di accesso a mezzi, operai e tecnici specializzati.

La realizzazione della rampa avverrà al termine delle lavorazioni di installazione della galleria artificiale, a seguito dell'attivazione del tracciato di progetto e della dismissione della viabilità provvisoria attualmente in esercizio.

Si riporta di seguito uno stralcio planimetrico della rampa.





*Figura 13 – Sezione tipo dei muri prefabbricati.*

## 6 Riferimenti normativi

### 6.1 Norme generali

Tutte le analisi sono state effettuate con riferimento alle prescrizioni contenute nelle Norme Tecniche delle costruzioni del 17/01/2018 (NTC2018) e alle Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" pubblicate a Gennaio del 2019.

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) consistono, in generale, nel verificare il rispetto della condizione:

$$E_d < R_d \quad [6.2.1 - NTC2018]$$

dove con  $E_d$  si indica il valore di progetto delle azioni, o degli effetti delle azioni, e con  $R_d$  il valore di progetto delle resistenze.

La verifica di tale condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali definiti rispettivamente per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

Le azioni di progetto,  $E_d$ , o, altresì, gli effetti delle azioni, sono valutabili a partire dalle azioni caratteristiche adottando per i coefficienti parziali  $\gamma_F$  i valori specificati nella Figura 14 (Tabella 2.6.I delle NTC2018); le resistenze dei materiali sono valutabili a partire dalle resistenze caratteristiche adottando i coefficienti parziali  $\gamma_M$  specificati nei capitoli 4 (calcestruzzo e acciaio) e 6 (parametri geotecnici di resistenza) delle "Norme Tecniche delle Costruzioni", tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$ , specifici per ciascun tipo di opera.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$ .

Figura 14 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU.

Le resistenze di progetto  $R_d$ , si determinano a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici di resistenza, divisi per i coefficienti parziali  $\gamma_M$  specificati in Figura 15 (Tabella 6.2.II delle NTC2018) e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$ , specifici per ciascun tipo di opera e verifica.



Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Figura 15 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (NTC2018).

Per le verifiche di sicurezza relative agli stati limite di esercizio deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d \quad [6.2.7 \text{ NTC 2018}]$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni nelle combinazioni di carico per gli SLE e  $C_d$  è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione e di tutte le costruzioni che interagiscono con le opere geotecniche in progetto, tenendo conto della durata dei carichi applicati.

## 6.2 Muri di sostegno

Nel caso specifico di un muro di sostegno, le verifiche allo stato SLU di tipo geotecnico e strutturale (SLU-GEO e SLU-STR) sono le seguenti:

### SLU di tipo geotecnico (GEO)

- Scorrimento del piano di posa
- Carico limite
- Ribaltamento
- Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno

### SLU di tipo geotecnico (STR)

- Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

### 6.2.1 SLU di tipo geotecnico (GEO)

Tutte le verifiche, ad eccezione della Stabilità globale, sono effettuate utilizzando la combinazione (A1+M1+R3) con i coefficienti parziali  $\gamma_R$  definiti nella Figura 16 (tabella 6.5.I delle NTC18).

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Figura 16 – Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite di muri di sostegno (NTC18).

Le verifiche di stabilità globale devono essere eseguite utilizzando la combinazione (A2+M2+R2), tenendo conto, in condizioni statiche, del valore del coefficiente parziale  $\gamma_R = 1.1$ , come indicato nella figura seguente, definito per le opere di materiali sciolti e per i fronti di scavo (Tab. 6.8.I delle NTC18).

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
$\gamma_R$	1,1

Figura 17 - Coefficiente parziale per la verifica di stabilità globale, per opere di materiali sciolti e fronti di scavo (NTC18).

In condizioni sismiche la verifica viene svolta secondo i criteri validi per le opere di materiali sciolti e fronti di scavo, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a  $\gamma_R = 1.2$ . Si deve inoltre tener conto della presenza di manufatti interagenti con l'opera.

### 6.2.2 SLU di tipo strutturale (STR)

Per quanto riguarda le verifiche strutturali si eseguono le verifiche di presso-flessione e taglio delle sezioni in muratura.

Per la verifica a pressoflessione della muratura si considera un diagramma costitutivo lineare con parzializzazione della sezione, che consiste nel confrontare la tensione massima al lembo compresso con la resistenza di calcolo:

$$f_d = f_m / (FC \cdot \gamma_M)$$

Tale legame costitutivo non considera la resistenza a trazione della muratura ed ammette la parzializzazione della sezione nel caso in cui l'eccentricità del carico verticale sia maggiore di  $t/6$ , dove con  $t$  è inteso lo spessore della sezione del muro.

Per la verifica a taglio, il meccanismo resistente da considerare è quello relativo a "murature a tessitura irregolare", con rottura per trazione diagonale governata dal parametro  $t_0$ , per il quale la normativa fornisce una relazione per il calcolo della resistenza di calcolo (equazione C8.7.1.16):

$$V_t = l \cdot t \cdot \frac{1.5 \cdot \tau_{0d}}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5 \cdot \tau_{0d}}} = l \cdot t \cdot \frac{f_{td}}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}}$$

con:

- $l$  = lunghezza del pannello, assunto convenzionalmente pari a 1000 mm essendo il calcolo a metro lineare
- $t$  = spessore del muro
- $\sigma_0$  = tensione normale media riferita all'area totale della sezione
- $\tau_0$  = resistenza a trazione per fessurazione diagonale
- $f_t$  = resistenza a taglio di riferimento della muratura ( $f_t = 1.5 \tau_0$ )
- $b$  = coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi nella sezione compreso tra 1 e 1.5.

## 7 DATI GENERALI DI PROGETTO

Durata della vita nominale in servizio (tabella 2.4.I):		Vn = anni	75		
Classe d'uso	III	Corrispondente coefficiente d'uso $C_U$ (Tab 2.4.II)		$C_U = 1.5$	
Ambiente nel quale l'opera è costruita:					
Condizioni ordinarie XC2, XF1					
<b>Tabella 1 - Materiali e loro resistenze</b>					
<b>Calcestruzzo (§ 11.2.10 e 4.1.2.1.1)</b>			Prefabbricati	Platea	Fondazione
Resistenza caratteristica cubica $R_{ck}$		N/mm <sup>2</sup>	<b>45</b>	<b>30</b>	<b>30</b>
Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} = 0,83 R_{ck}$		N/mm <sup>2</sup>	37.35	24.9	24.9
Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 0,85 * f_{ck} / 1,5$		N/mm <sup>2</sup>	21.17	14.11	14.11
Resistenza media a trazione assiale $f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3}$		N/mm <sup>2</sup>	3.35	2.56	2.56
Resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = f_{ctk} * 0,7 / 1,5$		N/mm <sup>2</sup>	1.56	1.19	1.19
<b>Acciaio (§ 4.1.2.1.1)</b>			<b>B450C</b>	<b>B450C</b>	<b>B450C</b>
Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}$		N/mm <sup>2</sup>	450	450	450
Resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / 1,15$		N/mm <sup>2</sup>	391.3	391.3	391.3
<b>Tabella 2 - Coefficienti impiegati nei calcoli:</b>					
COEFFICIENTI		Verifiche SLU: A1+M1+R3		Verifiche SLE	Verifica sismica
		coeff parziali delle azioni			
<b>Coefficienti parziali per le azioni (tabella 6.2.I):</b>					
Peso della struttura e della terra portata			1.3	1.0	1.0
Spinta della terra			1.3	1.0	1.0
Peso del sovraccarico (carichi variabili)			1.5	1.0	0.2
Spinta del sovraccarico (carichi variabili)			1.5	1.0 x $\Psi$	0.2
<b>Coefficienti parziali per le verifiche dei muri di sostegno (tabella 6.5.I e 7.11.III):</b>					
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R$		1.4	-	1.2
Scorrimento	$\gamma_R$		1.1	1.3	1.0
Ribaltamento	$\gamma_R$		1.15	1.5	1.0
Le verifiche sono svolte con l'ausilio del codice di calcolo Tensiter "Muri 2018" versione			1.2.6		

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

Scheda 1: Verifica SLU: GEO e STR, con A1+M1+R3;

Scheda 1-Urto (Urto sul guard-rail): Verifica SLU: GEO e STR, con A1+M1+R3, coefficienti SLU unitari;

Scheda 2: Verifica SLE combinazione RARA ( $\Psi = 1.0$ ), con il calcolo delle tensioni nelle sezioni in c.a.;

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE ( $\Psi = 0.75$ ), con il calcolo dell'apertura delle fessure;

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. QUASI PERMANENTE ( $\Psi = 0$ ), con il calcolo dell'apertura delle fessure;

Scheda 5: Verifica sismica, con sovraccarico ridotto perché dovuto a carichi mobili ridotti e coeff  $\beta = 0.38$ , per le verifiche SLU e GEO (esclusa la verifica al ribaltamento);

Scheda 6: Verifica sismica, con sovraccarico ridotto perché dovuto a carichi mobili ridotti e coeff  $\beta = 0.57$ , per le verifiche GEO al ribaltamento;

Scheda 7: Verifica della capacità portante del terreno di fondazione nelle verifiche SLU e sismica;

## 8 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (scheda 1)

### 8.1 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. 17/01/18 come dalla norma.

Nella **prima scheda** sono svolte le verifiche SLU di tipo strutturale (STR) e geotecnico (GEO) secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3), impiegando i coefficienti sopraindicati, considerando sia le spinte che i pesi come azioni "sfavorevoli".

Nella scheda 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 (GEO) rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione (punto O) e rispetto allo spigolo inferiore esterno della struttura prefabbricata (punto M);
- la verifica strutturale (STR) con il confronto tra le sollecitazioni esterne e le resistenze nelle sezioni delle membrature.

La verifica al collasso per carico limite dell'insieme fondazione/terreno è svolto nella settima scheda, nella quale è effettuato il confronto tra l'insieme dei carichi agenti sulla fondazione e la sua resistenza.

La verifica della stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno non è svolta in questa relazione perché esula dai compiti contrattuali della Tensiter.

### 8.2 Calcolo delle azioni sulla struttura

In questa scheda sono calcolati tutti i vari termini della combinazione fondamentale delle azioni che formano l'azione complessiva della struttura sul terreno di fondazione. La struttura è costituita dalla parete prefabbricata, dalla sua fondazione diretta, dalla platea sotto al terrapieno, dalla terra che sovrasta la platea, dai sovraccarichi sul rilevato ed è soggetta all'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 nella scheda e moltiplicate per i coefficienti riportati nella tabella 2 del capitolo 3 e ripetuti nella tabella "Spinte, pesi e momenti" della scheda stessa.

#### 8.2.1 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.

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 del terreno di riempimento e dal suo profilo a monte del muro.

L'esame dei meccanismi di collasso della struttura dimostra che nelle verifiche GEO 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 la **formula di Rankine**,

- per terrapieno orizzontale:

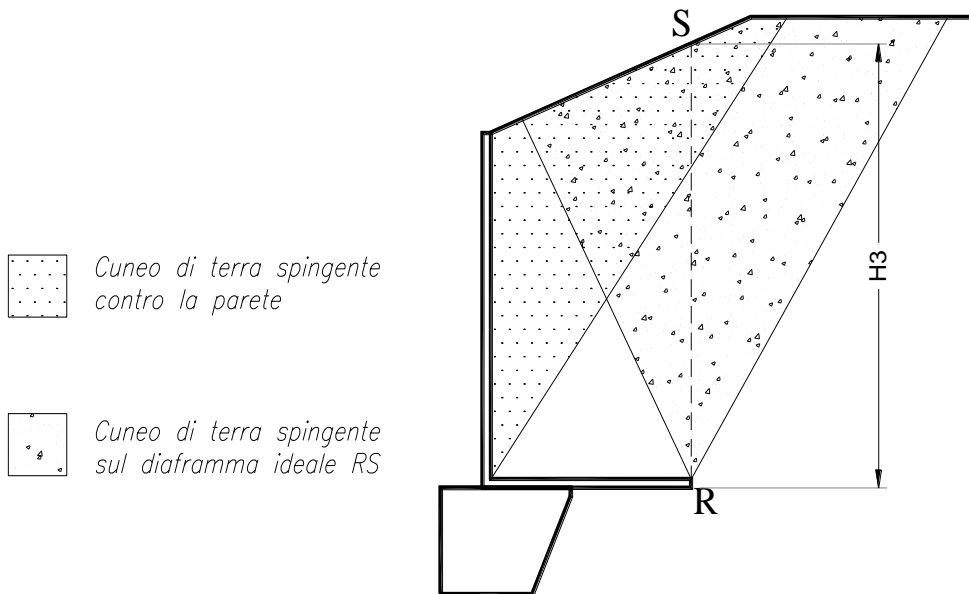
$$k_1 = \tan^2(45 - \varphi/2)$$

- per terrapieno inclinato dell'angolo  $\beta$ :

$$K_1 = \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}$$

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

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.



b) Se il profilo del rilevato non è rettilineo, 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. 17/1/2018.

### 8.2.2 Carichi stradali

Le strutture sono state verificate per un'azione variabile da traffico agente sul rilevato a tergo del muro pari a  $S_0 = 20 \text{ kN/m}^2$ .

### 8.2.3 Forza d'urto stradale

Le strutture sono state progettate per resistere ad una forza orizzontale causata da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza installati sul cordolo di sommità del muro. La forza d'urto, simulata con una forza orizzontale equivalente applicata ad 1.00m dal piano stradale, è pari a 100kN (Vedi punto 3.6.3.3.2 del D.M. 17/1/2018 ). Tale azione è stata ripartita su n. 5 muri prefabbricati per effetto del cordolo in C.A. presente in sommità dei muri stessi.

Nella **scheda 1-Urto** sono svolte le verifiche SLU di tipo strutturale (STR) e geotecnico (GEO) secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3), impiegando i coefficienti delle azioni unitari propri delle azioni eccezionali.

### 8.2.4 Spinta della falda freatica

Tutti i muri Tensiter 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.

### 8.2.5 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 moltiplicate per i rispettivi coefficienti delle azioni esposti nella tabella 2, riportati per chiarezza nel calcolo di ogni componente.

I coefficienti sismici, orizzontale e verticale, impiegati nel calcolo delle forze d'inerzia sono esposti nel paragrafo 6.3 e nelle schede 5 e 6.

## 8.3 Verifica allo scorrimento

La verifica allo scorrimento sul piano di posa risulta dal confronto tra la componente orizzontale di tutte le azioni  $E_d$  (spinte e eventuali altre forze agenti sulla struttura) e la resistenza del terreno  $R_d$  allo scivolamento. Ovviamente tutte le azioni sono moltiplicate per i rispettivi coefficienti. La resistenza allo scorrimento è 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 e ridotta dal coefficiente parziale  $\gamma_R$  esposto nella tabella 2 ( $\gamma_R = 1.1$  nel caso SLU).

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.

## 8.4 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) oppure lo spigolo inferiore esterno del prefabbricato (punto "M"). Ovviamente tutte le azioni sono moltiplicate per i rispettivi coefficienti. La resistenza al ribaltamento è espressa dalla somma di tutti i momenti resistenti ed è ridotta dal coefficiente parziale  $\gamma_R$  esposto nella tabella 2 ( $\gamma_R = 1.15$  nel caso SLU). Ogni scheda espone il confronto tra i momenti ribaltanti  $E_d$  e quelli stabilizzanti  $R_d$ .

## 8.5 Collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno

Il collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno risulta dalla verifica che la capacità portante del terreno di fondazione sia maggiore della risultante calcolata in base alla somma di tutte le azioni e alla sua posizione, dalla quale dipende l'ampiezza del nastro di appoggio sul terreno. Questo confronto è svolto nella scheda 7.

La capacità portante è calcolata con la formula di Brinch-Hansen del 1970. La verifica è svolta a sensi del punto 6.5.3.1.1 del DM 17/1/18 con l'approccio 2 combinazione A1+M1+R3 tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

La verifica è favorevole se la capacità portante risulta maggiore del carico effettivo dovuto alle forze esterne. Il confronto è svolto sia a SLU (risultati delle scheda 1) sia nel caso sismico. In questo caso la capacità portante tiene conto della riduzione dovuta al coefficiente di Paolucci e Pecker 1997.

## 8.6 Verifica delle sezioni in c.a. allo SLU

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:

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

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

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

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

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

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



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  $d$  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.).

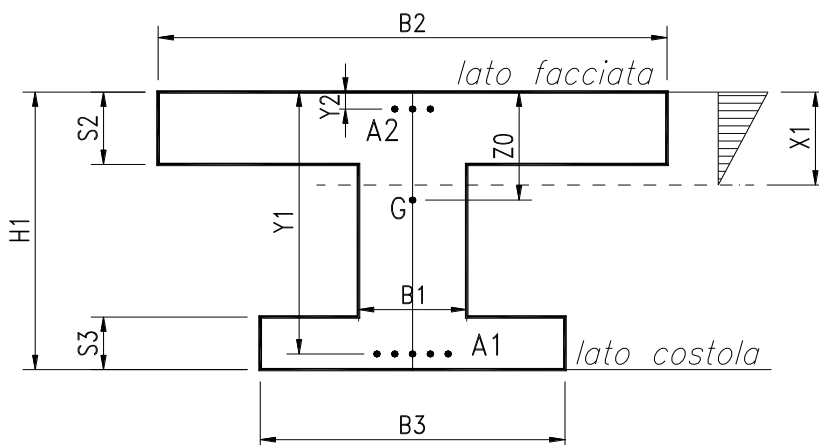
Nel calcolo della spinta è stato trascurato, per semplicità e a favore della stabilità, lo spessore della parete, considerando quindi che la spinta agisca direttamente sulla facciata del muro.

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 sottoscampa 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. 17/1/2018.

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  $q_i$ ;

$M_{Edu}$  = momento flettente baricentrico dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti  $g_i$  e  $q_i$  calcolato sulla sezione spostata della misura  $a_1$  data dalla formula [4.1.22] (= 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 [4.1.25]. 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 4.1.28);

$V_{Rsd}$  = resistenza di calcolo a "taglio trazione" (formula 4.1.27);

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 [4.1.2.1.1.4], 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.

## 8.7 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 mezzzeria 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.

## 8.8 Verifica di stabilità globale

Le verifiche di stabilità globale sono state condotte sulle condizioni di progetto in condizioni statiche e sismiche tramite il software Rocscience Slide 2019.

Le analisi sono state eseguite nell'ipotesi di problema piano con i tradizionali metodi dell'equilibrio limite globale, schematizzando il terreno come un mezzo rigido plastico, adottando il criterio di rottura di Mohr Coulomb e il metodo e il metodo GLE/Morganstern-Price.

Il software suddivide così ogni superficie di scivolamento in un determinato numero di strisce, calcolandone l'equilibrio e il coefficiente di sicurezza come il rapporto tra la somma delle forze stabilizzanti e la somma delle forze instabilizzanti.

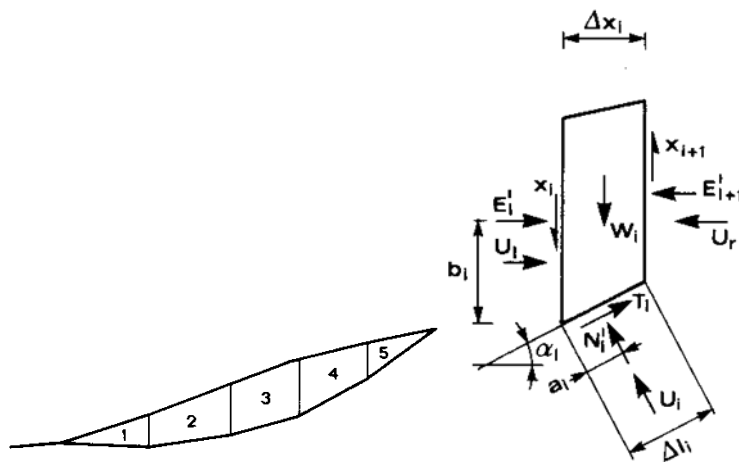


Figura 18 – Suddivisione in strisce della singola superficie di scivolamento.

## 9 VERIFICA DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (schede 2, 3 e 4)

Nella **seconda scheda** è svolta la verifica di esercizio SLE 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. 17/1/18.

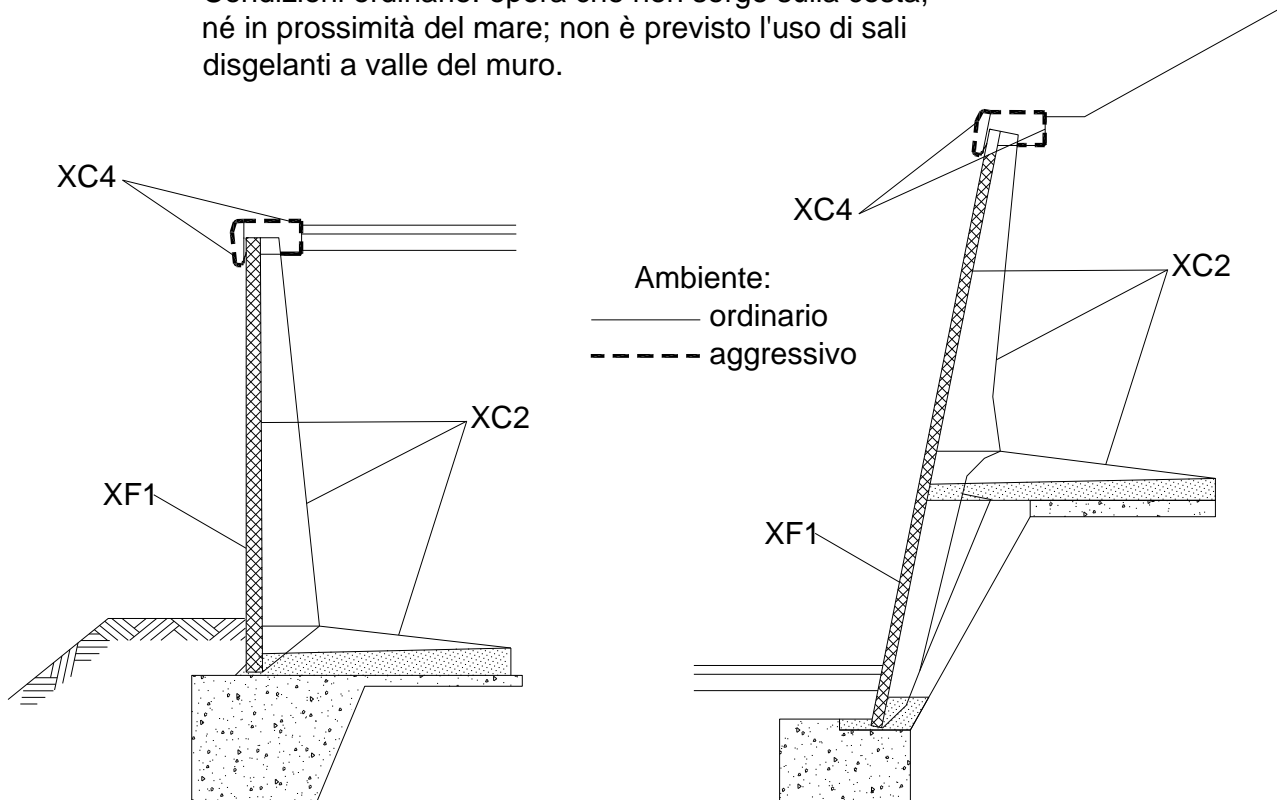
Nella **terza e quarta scheda** sono svolte le verifiche di esercizio SLE nelle combinazioni **frequente e quasi permanente**. La spinta e i pesi della terra assunti nel calcolo sono quelli effettivi; il sovraccarico sul rilevato è stato ridotto in base ai coefficienti  $\Psi$  stabiliti dalle tabelle 5.1.VI (strade) e 5.2.VI (ferrovie) del D.M. 17/1/2018. 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 17/1/18.

### 9.1 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.

## 9.2 Copriferrì

Il valore della tolleranza  $\Delta_{Cdev}$  relativo alla misura del copriferro non è uniforme su tutte le pareti del prefabbricato.

Sulla facciata esterna e interna della parete è  $\pm 5$  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  $\pm 10$  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 17/1/18 per le armature poco sensibili.

<b>Tabella 5 - Copriferrì e ampiezza delle fessure</b>							
<b>Vita dell'opera: 75 anni</b>				<b>PREFABBRICATO TENSITER</b>			<b>PLATEA</b>
<b>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</b>				Intradosso della parete	Costola e tirante tipo "T"	Facciata esterna	Tutte le facciate
Resistenza del calcestruzzo Rck	N/mm <sup>2</sup>			45	45	45	30
Classificazione dell'ambiente				XC2	XC2	XF1	XC2
<b>Spessore del copriferro:</b>							
Minimo da norma (tabella C4.1.IV)				20	25	20	20
Maggior spessore per durata				10	10	10	10
Riduzione per controllo qualità				-5	-5	-5	0
TOTALE da norma mm				25	30	25	30
Tolleranza di lavorazione				+5/-0	+5/-0	+5/-0	+10/-0
<b>Spessore indicato nei disegni mm</b>				<b>40±5</b>	<b>40+5/-0</b>	<b>40±5</b>	<b>40±10</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure :</b>							
Combinaz. frequente	mm			<b>0.4</b>	<b>0.4</b>	<b>0.4</b>	<b>0.4</b>
Combinaz. quasi permanente	mm			<b>0.3</b>	<b>0.3</b>	<b>0.3</b>	<b>0.3</b>

### 9.3 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  $Y_0$ ,  $Y_1$  e  $Y_2$  per le azioni variabili sui ponti stabiliti dalla Tab. 5.1.VI (strade) e 5.2.VI (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.

### 9.4 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:  $s_s < 80 * 450 \text{ MPa} = 360 \text{ MPa}$

---

## 10 VERIFICA SISMICA (schede 5 e 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  $F_0$  tratti dal sito Internet del Ministero dei Lavori Pubblici

### 10.1 Criteri generali di progetto

I muri di sostegno prefabbricati Tensiter 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 tipiche dei muri Tensiter:

- 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 rin fianchi 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.

## 10.2 Dati di progetto dell'azione sismica

### 10.3

Località in cui sorge l'opera: Comune di		Basso Fado - Mele (GE)	
Coordinate geografiche della località:		Latitudine	44.473°
		Longitudine	8.733°
Periodo di vita nominale $V_N$ della costruzione		anni	75
Classe d'uso III	Corrispondente coefficiente d'uso (Tab 2.4.II)	$C_U =$	1.5
Periodo di vita di riferimento $V_R$ della costruzione		anni	112.5
Consequente periodo di ritorno del sisma per lo stato SLV ( $P_{V_r}=10\%$ )		anni	1068
Accelerazione orizzontale al suolo (spettri di risposta vers 1.03)		$a_g/g =$	0.083
Fattore di amplificazione orizzontale (spettri di risposta vers 1.03)		$F_0 =$	2.56
Categoria di sottosuolo (tab. 3.2.II)			E
Suolo di tipo E: Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali, con valori di $V_{30}$ simili a quelli dei tipi C o D, e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su un substrato di materiale più rigido con $V_{30} > 800$ m/s			
Corrispondente coeff. di amplificazione stratigrafica (tab 3.2.V)		$S_s =$	1.600
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		$A_{max}/g =$	0.133
Coefficiente di riduzione dell'acceleraz. max. attesa		$\beta_m =$	0.38
Coefficiente di riduzione dell'acceleraz. max. attesa (ribaltamento)		$\beta_m =$	0.57
Coefficiente di riduz. dei sovraccarichi accidentali durante il sisma		$\psi_{2\phi} =$	0.2
<b>Conseguenti coefficienti per il calcolo delle inerzie e rotazione sismica:</b>			
Coefficiente sismico orizzontale: (formula 7.11.6)		$K_h = \beta_m S_s S_T a_g / g =$	0.0505
Coefficiente sismico verticale: (formula 7.11.7)		$K_v = 0.5 K_h =$	0.0252
Angolo di rotazione sismica		$\Theta = \arctan(k_h / (1 - K_v)) =$	2.96°

### 10.4 Calcolo dell'azione sismica

Il calcolo è svolto secondo l'approccio 2 con la combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei pesi, delle spinte sismiche e delle forze d'inerzia.

I coefficienti sismici d'inerzia  $K_h$  e  $K_v$  sono direttamente proporzionali al coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa  $\beta_m$ , il cui valore è stabilito dalla norma al paragrafo 7.11.6.2.1.

La legge stabilisce un valore  $\beta_m = 0.38$  per le strutture libere di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il valore unitario per le strutture non libere e valori intermedi per strutture parzialmente vincolate prendendo a riferimento il diagramma di figura 7.11.3. Ad esempio con uno spostamento di circa 3.5 cm il citato diagramma fornisce un valore pari a 0.66, valore consigliato anche dall'Eurocodice 8.

Questo valore vale per tutte le verifiche ad eccezione di quella al ribaltamento, per la quale il coefficiente  $\beta_m$  deve essere aumentato del 50% fino al valore unitario.

Stante i due valori di  $\beta_m$  previsti dalla legge, nasce la necessità di prevedere due schede, la scheda 5 valida per la verifica al ribaltamento e la scheda 6 valida per tutte le altre verifiche. In entrambe le schede sono esposte le verifiche STR e il coefficiente  $\beta_m$  scelto con riferimento alle condizioni di vincolo effettivamente previste.

### 10.5 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 siano soggette a forze inerziali. Pertanto tutte le forze d'inerzia sono prese in conto, quelle a monte della sezione R-S come maggior spinta della terra per effetto della formula di Mononobe-Okabe e quelle 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 sono ottenute dal prodotto delle masse per il rispettivo coefficiente sismico ed esposte nella tabella *Spinte, pesi e momenti*

### 10.6 Spinte di calcolo del terreno e dell'acqua

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 Q risultante dalla formula:

$$Q = \arctan(k_h / (1 - K_v))$$

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 Q, e quindi incrementando l'inclinazione del rilevato di Q e diminuendo l'angolo fra orizzontale e parete di Q, 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 b + Q:

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

Dove:

f = Angolo di resistenza al taglio del terreno sostenuto dal muro;

b = Angolo di inclinazione del terreno sostenuto dal muro, b > 0° se il terreno sale allontanandosi dal muro;



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

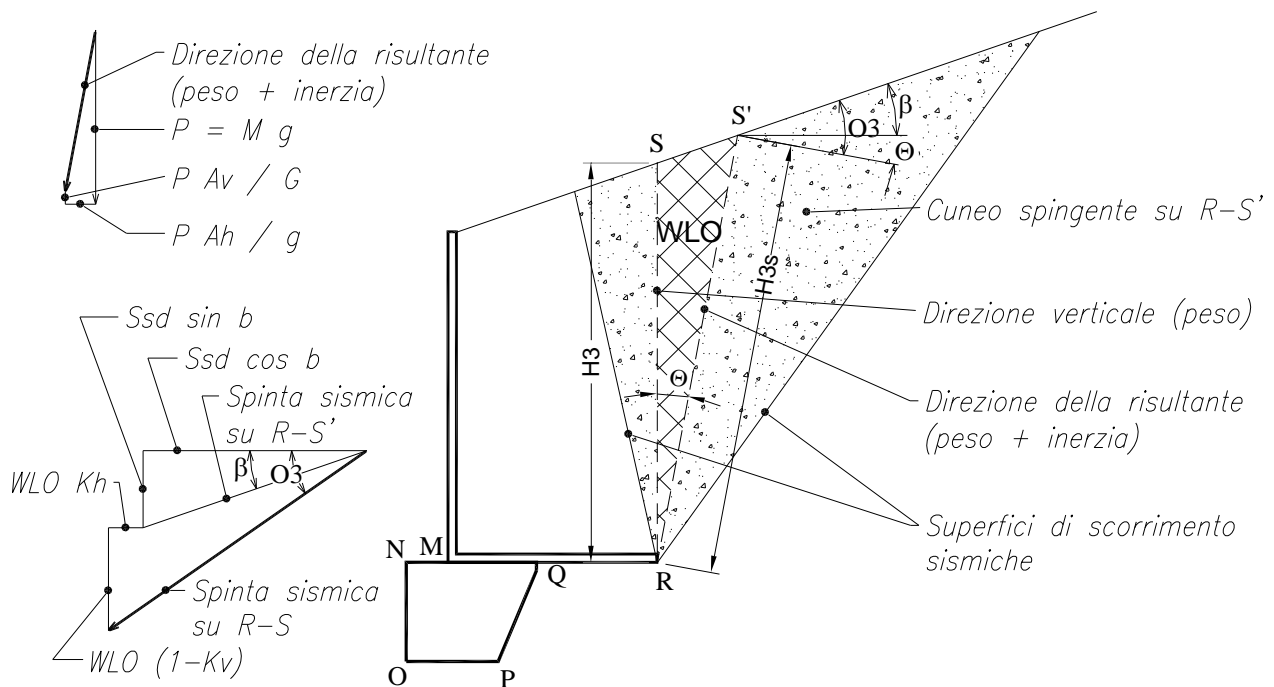
$d$  = Angolo di resistenza al taglio fra terreno sostenuto e muro. Nei calcoli è stato assunto  $d = 2 f / 3$ ;

$Q$  = 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 Tensiter, 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 17/18 e in perfetta analogia al modello che determina la formula di Mononobe e Okabe, abbiamo calcolato la spinta  $E_d$  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 individuate come quelle che generano la massima spinta in stato di equilibrio limite attivo e tutte le forze di massa sono ruotate dell'angolo  $Q$ .

- se la superficie del rilevato è piana, vale la formula di Rankine per terreni in pendenza, incrementando l'inclinazione del rilevato  $b$  dell'angolo  $Q$ . L'angolo di inclinazione della spinta rispetto all'orizzontale è  $b+Q$ , 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  $Q$ . 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  $O_3 + b$ .

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 seconda procedura descritta.

## 10.7 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  $b$  è minore dell'angolo d'attrito  $f$ , 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  $b$  incrementata dell'angolo  $Q$  risulta minore dell'angolo d'attrito  $f$  calcoleremo il coefficiente di spinta in presenza di sisma con la **1a formula di Mononobe-Okabe**.

Se infine l'inclinazione del rilevato  $b$  incrementata dell'angolo  $Q$  risulta maggiore dell'angolo d'attrito  $f$  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, stabilito dall'Eurocodice.

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  $b+Q$  sia minore dell'angolo d'attrito  $f$  usiamo la procedura "**Cuneo contro la parete**".

Secondo questa procedura l'intera altezza della parete prefabbricata è suddivisa in striscie 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  $b$  del tronco più lontano dal muro aumentata dell'angolo  $Q$  risulta maggiore dell'angolo d'attrito  $f$ , 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  $\beta + Q$  è maggiore dell'angolo d'attrito  $f$ . Tuttavia questa sostituzione non è consigliabile a giudizio dell'inventore delle strutture Tensiter.

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

### 10.8 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  $\beta = 90^\circ$ ,  $d = 0^\circ$ .

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

$\Phi$  = Angolo di resistenza al taglio del terreno di fondazione;

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

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

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

$Q$  = Angolo di rotazione sismica.

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

---

## 11 CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DELLE FONDAZIONI (scheda 7)

Il calcolo della capacità portante limite di fondazioni superficiali in sabbia e ghiaia, o altri terreni lievemente coesivi, è stata effettuata con il metodo di Brinch Hansen (formula del 1970).

I tre termini classici della portanza  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  sono calcolati tenendo conto:

- delle caratteristiche geotecniche del terreno (coesione, angolo d'attrito, peso specifico, inclinazione del terreno a valle);
- dei dati geometrici della fondazione (dimensioni, profondità di posa, inclinazione del piano di posa);
- dell'inclinazione dei carichi agenti sulla fondazione (componente verticale e orizzontale, larghezza dell'impronta nastriforme).

Esso è sviluppato nella scheda 7 denominata "Calcolo della capacità portante delle fondazioni", nella quale sono riportate tutte le formule impiegate. I valori numerici sono calcolati con identica procedura per le sollecitazioni calcolate a SLU e esposte nella scheda 1 e per il calcolo sismico nella scheda 5. Essi sono sviluppati in due colonne successive.

La verifica della struttura al collasso per superamento del carico limite del complesso fondazione-terreno risulta dal confronto tra le azioni sulla fondazione e la sua capacità portante ridotta con il coefficiente parziale  $\gamma_R$  ( $\gamma_R = 1.4$  a SLU dalla tabella 6.5.I e  $\gamma_R = 1.2$  nel caso sismico dalla tabella 7.11.III).

---

## 12 CODICI DI CALCOLO

### 12.1 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 SLU, incluse quelle sismiche, e su distribuzioni tensionali elastico-lineari parzializzate per le verifiche SLE, inclusa 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.

### 12.2 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Tutte le schede allegate alla presente relazione sono compilate automaticamente mediante il programma di calcolo " Muri 2018 vers 1.2.6 ", realizzato dai tecnici della Tensiter s.p.a. con la collaborazione diretta e continua dell'Ing. Carlo Chiaves, inventore delle strutture Tensiter e autore del codice di calcolo.

Il programma di calcolo "Muri 2018" è il risultato della completa revisione, aggiornamento e completamento del precedente programma "Muri 2008", già sviluppato in codice Visual-basic. Questo programma a sua volta discende, dopo numerosi perfezionamenti, revisioni e aggiornamenti, dal programma prodotto inizialmente in Basic dall'ing. Carlo Chiaves nel lontano anno 1974. Esso, già allora integralmente automatizzato, fu utilizzato per la verifica delle strutture Tensiter nella prima dichiarazione di prefabbricazione "in serie" al Consiglio Superiore dei LL.PP. del 1975.

### 12.3 Affidabilità del codice di calcolo

In base ai risultati di questo programma e delle sue precedenti versioni sono state costruite migliaia di opere di sostegno Tensiter, in Italia e all'estero, in condizioni molto diversificate, comprendenti muri di sostegno del corpo stradale, muri di sottoscarpa, muri di controripa fino a 15 m di altezza, muri spondali in alveo, muri per sistemazione di frane, spalle di ponti e altre opere. Molte migliaia di sezioni trasversali di muri di sostegno sono state verificate con questo programma.

Riteniamo che la grande affidabilità dimostrata dalle strutture Tensiter nei più svariati impieghi (oltre 5.000.000 di metri quadrati di facciata realizzati in 50 anni, senza alcun collasso) derivi in gran parte dall'affidabilità del codice di calcolo utilizzato per progettarle e verificarle.

Il codice, inizialmente impostato sul DM 1973, è stato aggiornato per svolgere la verifica delle strutture Tensiter in base alle varie normative via via succedutesi (... DM 14/2/92 tensioni ammissibili, Eurocode 2, DM 9/1/96 SLU, Ordinanze 3274/03 e 3333/04, DM 14/9/2005, DM 14/1/2008 e DM 17/1/2018) oltre ad alcune normative estere. La coerenza dei risultati fra le varie normative è un'ulteriore prova della sua affidabilità.

Il programma di calcolo "Muri 2018" 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.



### 13 Verifica di stabilità Globale

Si riportano di seguito le verifiche eseguite tramite Rocscience Slide.

È stata studiata una sezione di calcolo rappresentativa dell'altezza di paramento più alta e pari a 7 m.

Si considera un carico da traffico pesante pari a 20 kPa.

Sono state analizzate le condizioni statiche SLU e condizioni sismiche SLV.

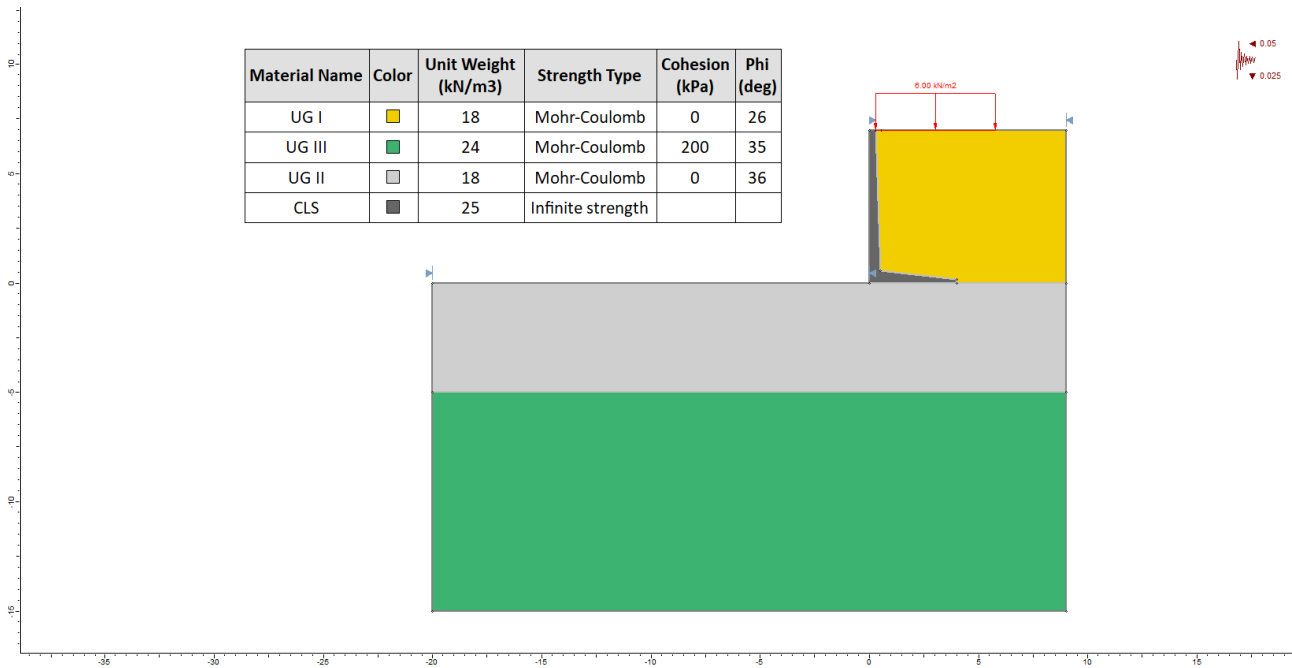


Figura 19 – Modello di calcolo in condizioni sismiche SLV.

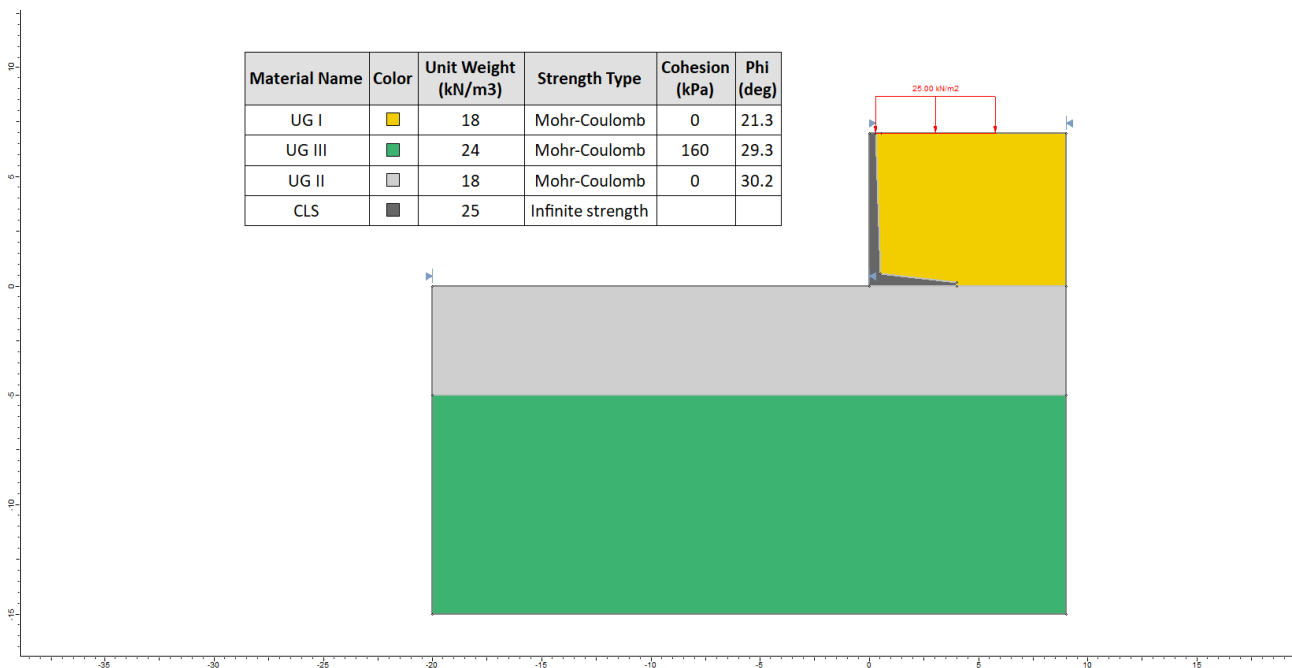


Figura 20 – Modello di calcolo in condizioni sismiche SLV.

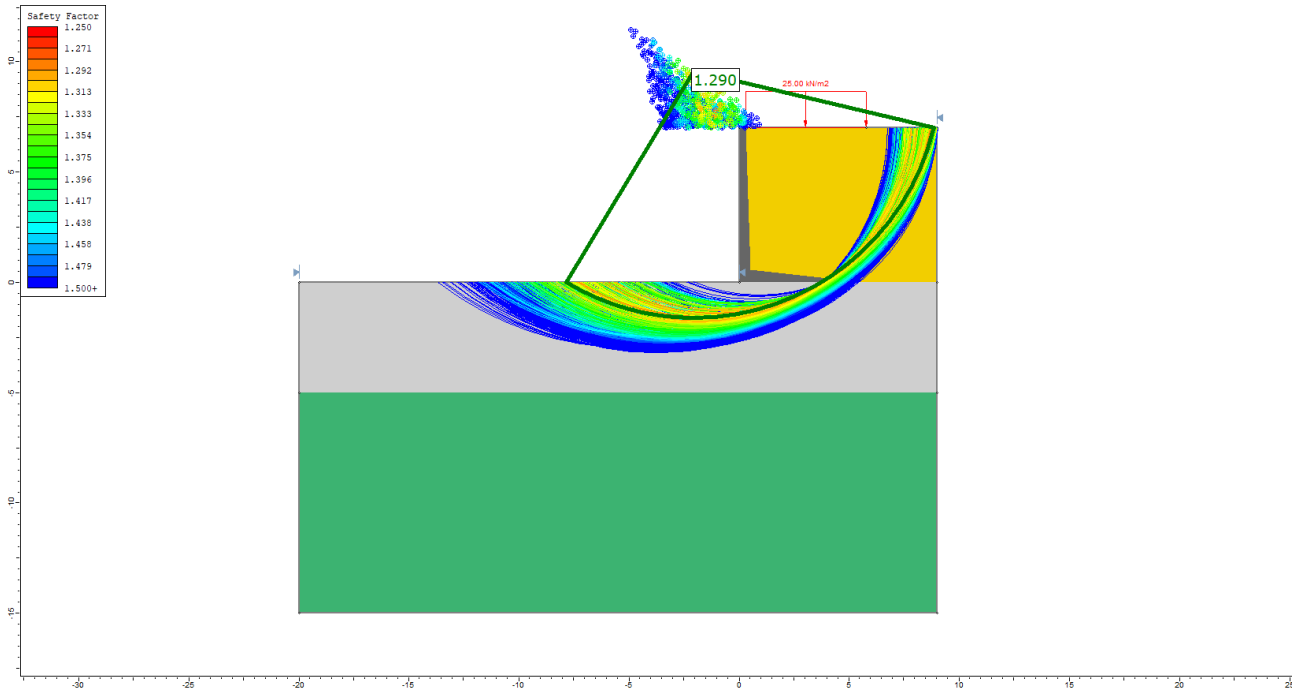


Figura 21 – Verifica di stabilità globale in condizioni statiche SLU (Sezione provvisoria,  $FS_{min} = 1.290 \geq 1.1$ ).

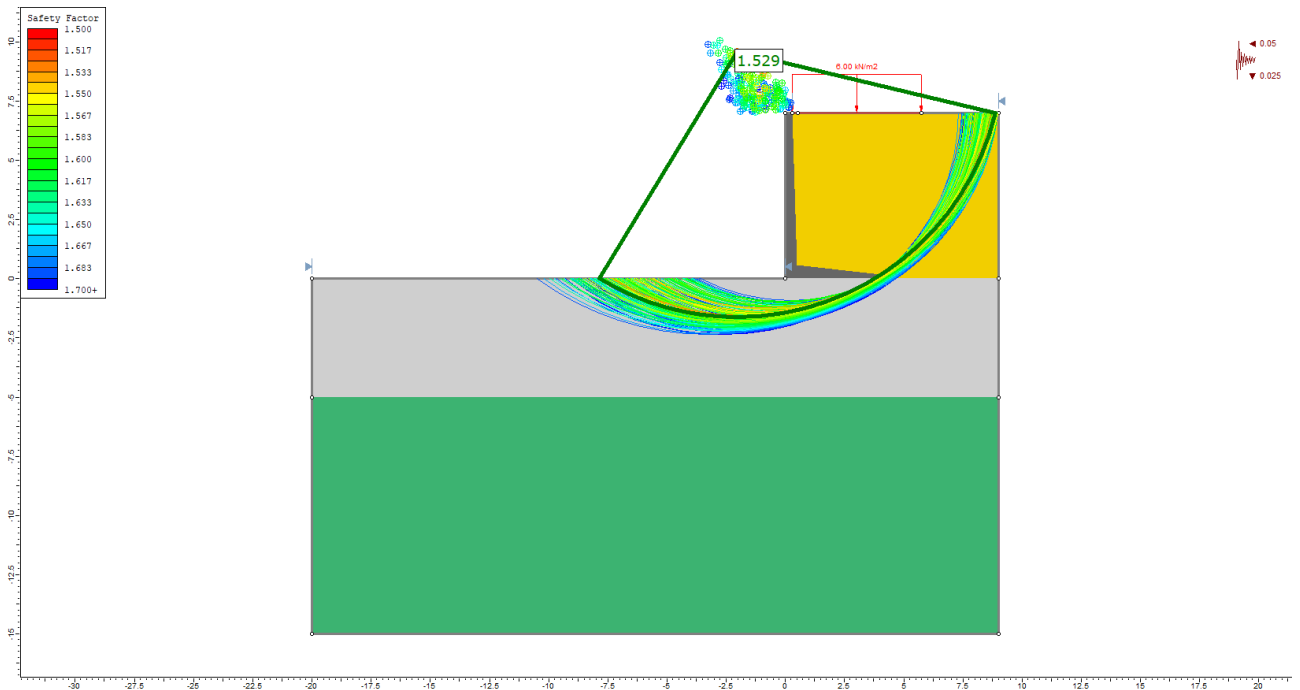
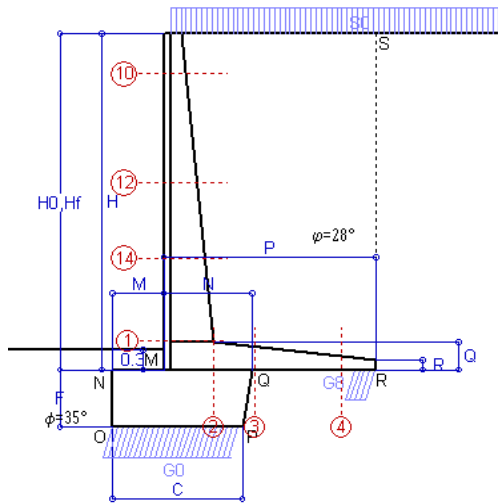


Figura 22 – Verifica di stabilità globale in condizioni sismiche SLV (Sezione 1,  $FS_{min} = 1.529 \geq 1.2$ ).



**Dati**

H <sub>m</sub> = 5.00 m	<b>Prefabbricato tipo u50NM</b>	H <sub>0</sub> = 5.00 m
C = 1.90 m	Altezza della terra contro il pannello	H = 5.00 m
F = 0.85 m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	S <sub>0</sub> = 20.0 kN/m <sup>2</sup>
M = 0.75 m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	φ = 28.00°
N = 1.30 m	Peso specifico della terra . . . . .	P <sub>0</sub> = 18.0 kN/m <sup>3</sup>
P = 3.10 m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	Q <sub>0</sub> = 25.0 kN/m <sup>3</sup>
Q = 0.41 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	R <sub>0</sub> = 0.700
R = 0.15 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	I <sub>b</sub> = 0.0%

**Calcolo delle azioni sulla struttura**

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	K <sub>1</sub> = 0.361
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	H = 5.00 m
	O <sub>3</sub> = 0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	K <sub>3</sub> = 0.255

**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	105.6	265.8	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	54.2	181.4	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	53.5	89.9
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	417.2	983.3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	2.2	0.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	54.6	53.9
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>g</sub> = 161.9</b>	<b>M<sub>g</sub> = 447.8</b>	<b>P<sub>g</sub> = 525.2</b>	<b>M<sub>g</sub> = 1 127.2</b>

**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 = 72.7 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	G <sub>8</sub> = 0.31 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	G0 = 452.6 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	C <sub>8</sub> = 1.90 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			σ <sub>t</sub> = <b>0.238 MPa</b>
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			β = <b>17.1°</b>
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo		Rd = (525.2 * 0.7) / 1.1 = 334.3	> Ed = 161.9
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		Rd = (1127.2) / 1.15 = 980.2	> Ed = 447.8
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		Rd = (720.3) / 1.15 = 626.3	> Ed = 311.4
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione:	Lato valle (punto M) G6 = 248 kN	Lato monte (punto Q) G7 = 150 kN	

**Verifica delle sezioni allo s.l.u.**

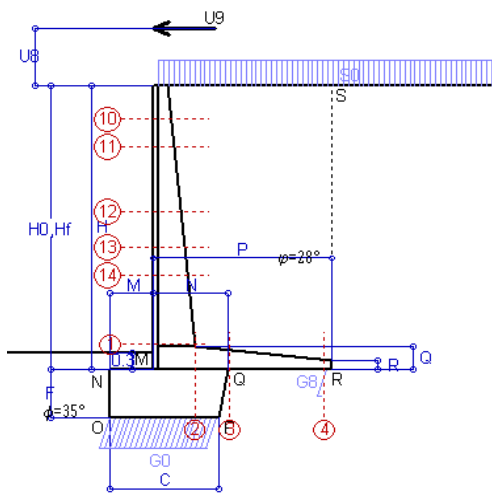
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) Freccia in cima al pannello mm 9.11  
K<sub>0</sub> = 0.321

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>EdU</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b <sub>w</sub> larghez- za taglio	staffe α°, ctgθ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricen- trico	V <sub>Rd</sub>
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	262.8	<b>262.8</b>	74.5	<b>101.3</b>	72.1	64.8	118.4	18.4	45°, 1.0	5.95	14.51	4.59	7.85	<b>371.3</b>	<b>219.6</b>
2	188.0	<b>188.0</b>	0.0	<b>172.8</b>	41.0	34.7	125.0	125.0	45°, 1.0	6.58	21.49	5.34	14.67	<b>270.0</b>	<b>253.5</b>
3	137.9	<b>137.9</b>	0.0	<b>118.8</b>	34.7	28.4	125.0	125.0	-	6.10	20.54	5.34	9.02	<b>209.4</b>	<b>190.6</b>
4	-8.8	<b>-8.8</b>	0.0	<b>7.5</b>	20.5	14.2	125.0	125.0	-	3.35	6.48	5.34	0.00	<b>-39.0</b>	<b>87.9</b>
10	2.6	<b>3.4</b>	5.7	<b>7.6</b>	32.2	26.7	112.9	12.9	73°, 1.0	2.89	6.28	4.59	3.96	<b>66.9</b>	<b>42.4</b>
12	47.0	<b>53.6</b>	27.6	<b>36.4</b>	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	3.97	9.42	4.59	3.96	<b>152.4</b>	<b>60.7</b>
14	125.2	<b>142.3</b>	48.3	<b>63.7</b>	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.1	4.73	11.37	4.59	3.96	<b>226.9</b>	<b>75.1</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo



**Dati**

$H_m = 5.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u50NM</b>	$H_0 = 5.00$ m
$C = 1.90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 0.85$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 0.75$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 28^\circ$
$N = 1.30$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 3.10$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_v = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 20$ kN/cad
$V_8 = 0.00$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 0$ kN/cad
$R = 0.15$ 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)	$K_1 = 0.361$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 5.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.255$

**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	81.2	204.4	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	36.1	120.9	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	41.2	69.2
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	0.0	0.0	311.4	734.5
Forze concentrate (U9+V9) x 1	16.0	109.6	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1.7	0.5	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	42.0	41.5
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>135.0</b>	<b>435.5</b>	<b>394.5</b>	<b>845.1</b>

**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:	$G_8 = 13.6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.08$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 380.9$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1.90$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_1 = 0.200$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 18.9^\circ$

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo  $R_d = (394.5 * 0.7) / 1.1 = 251.1 > Ed = 135$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $R_d = (845.1) / 1.15 = 734.9 > Ed = 435.5$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $R_d = (539.3) / 1.15 = 468.9 > Ed = 321.6$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 204$  kN Lato monte (punto Q)  $G_7 = 135$  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)  $K_0 = 0.321$  Freccia in cima al pannello mm  $14.13$

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	d	B5	$b_w$	staffe	X1	A1	A2	A4	$M_{Rd}$ baricentrico	$V_{Rd}$	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	$\alpha^\circ, ctg(\alpha)$	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	299.8	<b>299.8</b>	55.6	<b>77.0</b>	72.1	64.8	118.4	18.4	45°, 1.0	5.86	14.51	4.59	7.85	<b>367.6</b>	<b>228.2</b>	
2	236.4	<b>236.4</b>	0.0	<b>189.7</b>	41.0	34.7	125.0	125.0	45°, 1.0	6.58	21.49	5.34	14.67	<b>270.0</b>	<b>253.5</b>	
3	185.7	<b>185.7</b>	0.0	<b>105.7</b>	34.7	28.4	125.0	125.0	-	6.10	20.54	5.34	9.02	<b>209.4</b>	<b>190.6</b>	
4	-0.4	<b>-0.4</b>	0.0	<b>0.5</b>	16.4	10.1	125.0	125.0	-	2.73	4.63	5.34	0.00	<b>-27.7</b>	<b>66.2</b>	
10	33.8	<b>36.0</b>	4.2	<b>12.7</b>	32.2	26.7	112.9	12.9	73°, 1.0	2.89	6.28	4.59	3.96	<b>66.8</b>	<b>43.7</b>	
11	48.1	<b>51.4</b>	8.3	<b>16.7</b>	37.0	31.5	113.7	13.7	73°, 1.0	3.03	6.28	4.59	3.96	<b>78.2</b>	<b>50.6</b>	
12	97.6	<b>104.9</b>	20.4	<b>30.0</b>	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	3.94	9.42	4.59	3.96	<b>151.6</b>	<b>63.8</b>	
13	137.4	<b>148.2</b>	28.6	<b>40.1</b>	54.7	47.2	116.3	16.3	73°, 1.0	4.21	9.70	4.59	3.96	<b>178.2</b>	<b>70.6</b>	
14	176.3	<b>190.3</b>	35.8	<b>48.7</b>	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.68	11.37	4.59	3.96	<b>225.1</b>	<b>74.6</b>	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Impresa: MICOS SpA

**Dati**

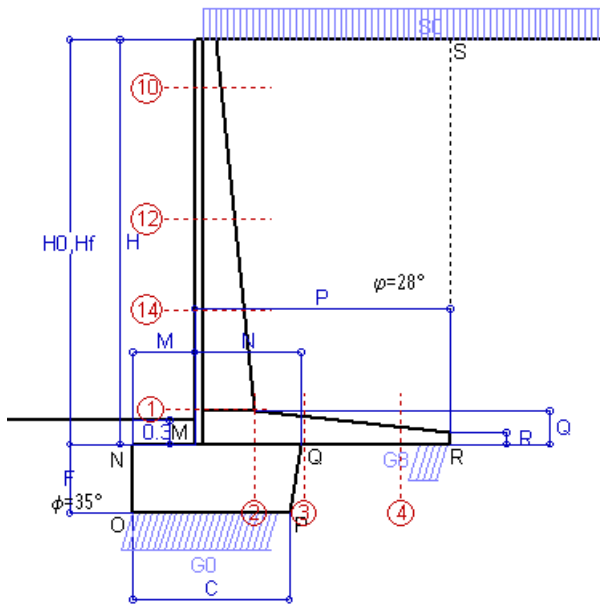
$H_m = 5.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 1.90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 0.85$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 28^\circ$
$M = 0.75$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.30$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 3.10$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

**Verifica statica**

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.361$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 5.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.255$

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
81.23	204.44	0.00	0.00
36.10	120.95	0.00	0.00
0.00	0.00	41.18	69.19
0.00	0.00	311.35	734.48
1.66	0.47	0.00	0.00
0.00	0.00	41.97	41.46
<b><math>S_9 = 119.00</math></b>	<b><math>M_9 = 325.85</math></b>	<b><math>P_9 = 394.50</math></b>	<b><math>M_8 = 845.14</math></b>



- 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'	=	2.390
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$	(attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	2.321
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$	63.79 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 =$	0.35 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$	330.71 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 =$	1.82 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .		$\sigma_t =$	0.181 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .		$\beta =$	16.8°

**Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>**

Freccia in cima al pannello mm 6.00

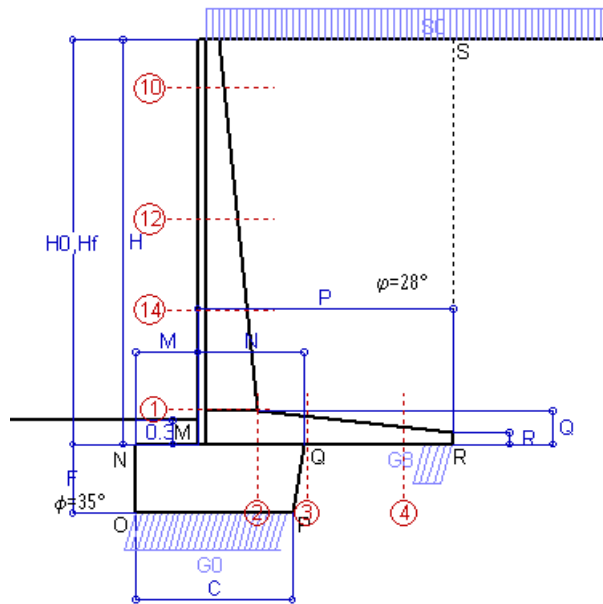
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)  $K_0 = 0.321$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	190.7	55.6	103.2	118.4	72.1	64.8	14.51	4.59	201	5.89	38	<b>0.157</b>
2	127.7	0.0	171.9	125.0	41.0	34.7	21.49	5.34	185	8.43	51	<b>0.218</b>
3	86.2	0.0	121.1	125.0	34.7	28.4	20.54	5.34	160	8.00	51	<b>0.170</b>
4	-9.4	0.0	0.0	125.0	21.5	15.2	6.90	5.34	110	4.36	51	<b>0.000</b>
10	1.8	4.2	5.8	112.9	32.2	26.7	6.28	4.59	10	0.37	38	<b>0.000</b>
12	33.3	20.4	33.8	115.4	48.4	41.6	9.42	4.59	83	2.58	38	<b>0.000</b>
14	89.9	35.8	63.6	117.1	59.6	50.9	11.37	4.59	153	4.56	38	<b>0.112</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.  
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Impresa: MICOS SpA



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 <sub>m</sub> = 5.00 m	<b>Prefabbricato tipo</b> u50NM	H <sub>0</sub> = 5.00 m
C = 1.90 m	Altezza della terra contro il pannello	H = 5.00 m
F = 0.85 m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	φ = 28°
M = 0.75 m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	S <sub>0</sub> = 15.0 kN/m <sup>2</sup>
N = 1.30 m	Peso specifico della terra . . . . .	P <sub>0</sub> = 18.0 kN/m <sup>3</sup>
P = 3.10 m	Peso specifico del calcestruzzo . .	Q <sub>0</sub> = 25.0 kN/m <sup>3</sup>
Q = 0.41 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	R <sub>0</sub> = 0.70

**Verifica statica**

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) K<sub>1</sub> = 0.361  
 agente su una sezione ideale R-S di altezza H<sub>3</sub> = 5.00 m  
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) K<sub>3</sub> = 0.255

**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
81.23	204.44	0.00	0.00
27.08	90.71	0.00	0.00
0.00	0.00	41.18	69.19
0.00	0.00	295.85	698.83
1.66	0.47	0.00	0.00
0.00	0.00	41.97	41.46
<b>S<sub>9</sub> = 109.97</b>	<b>M<sub>9</sub> = 295.62</b>	<b>P<sub>9</sub> = 379.00</b>	<b>M<sub>8</sub> = 809.49</b>

GRADO di stabilità al ribaltamento η<sub>rib</sub> = valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.537  
 GRADO di stabilità allo scorrimento η<sub>scorr</sub> = (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.413  
 Carico sul terreno sotto la platea: G<sub>8</sub> = 62.00 kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . Q<sub>8</sub> = 0.34 m  
 Carico sul terreno della fondazione: G<sub>0</sub> = 317.00 kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . C<sub>8</sub> = 1.90 m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . . σ<sub>t</sub> = 0.167 MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . . β = 16.2°

**Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>**

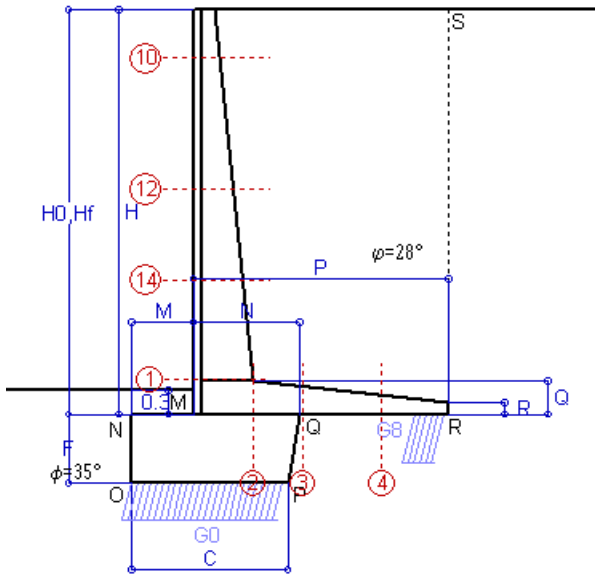
Freccia in cima al pannello mm 5.29

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) K<sub>0</sub> = 0.321

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ <sub>a</sub>	calcestr. σ <sub>c</sub>	ricopr. c+Φ <sub>staffe</sub>	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	170.8	52.7	94.7	118.4	72.1	64.8	14.51	4.59	179	5.29	38	<b>0.136</b>
2	115.1	0.0	154.0	125.0	41.0	34.7	21.49	5.34	167	7.60	51	<b>0.179</b>
3	80.7	0.0	115.1	125.0	34.7	28.4	20.54	5.34	150	7.48	51	<b>0.149</b>
4	-9.9	0.0	0.0	125.0	21.6	15.3	6.94	5.34	115	4.52	51	<b>0.000</b>
10	1.4	3.8	4.7	112.9	32.2	26.7	6.28	4.59	7	0.29	38	<b>0.000</b>
12	28.4	19.0	29.6	115.4	48.4	41.6	9.42	4.59	71	2.21	38	<b>0.000</b>
14	78.9	33.7	57.2	117.1	59.6	50.9	11.37	4.59	134	4.02	38	<b>0.089</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.  
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Impresa: MICOS SpA



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**

$H_m = 5.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 1.90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 0.85$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 28^\circ$
$M = 0.75$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.30$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 3.10$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

**Verifica statica**

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)  $K_1 = 0.361$   
 agente su una sezione ideale R-S di altezza  $H_3 = 5.00$  m  
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.255$

**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
81.23	204.44	0.00	0.00
0.00	0.00	41.18	69.19
0.00	0.00	249.35	591.88
1.66	0.47	0.00	0.00
0.00	0.00	41.97	41.46
<b><math>S_9 = 82.89</math></b>	<b><math>M_9 = 204.91</math></b>	<b><math>P_9 = 332.50</math></b>	<b><math>M_8 = 702.54</math></b>

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 3.273  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.809  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 73.14$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio .  $Q_8 = 0.41$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 259.35$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. .  $C_8 = 1.90$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.137$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 14.0^\circ$

**Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>**

Freccia in cima al pannello mm 3.07

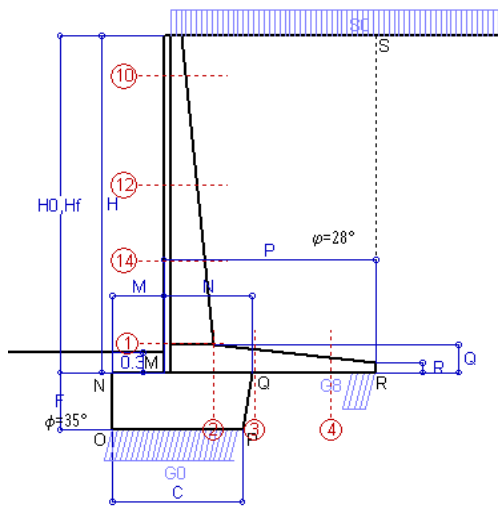
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.321$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	111.2	44.0	69.0	118.4	72.1	64.8	14.51	4.59	114	3.47	38	<b>0.065</b>
2	72.3	0.0	100.2	125.0	41.0	34.7	21.49	5.34	105	4.77	51	<b>0.000</b>
3	34.5	0.0	76.7	125.0	34.7	28.4	20.54	5.34	64	3.20	51	<b>0.000</b>
4	-18.5	0.0	0.0	125.0	23.9	17.6	7.98	5.34	191	6.86	51	<b>0.000</b>
10	0.3	2.6	1.2	112.9	32.2	26.7	6.28	4.59	1	0.07	38	<b>0.000</b>
12	13.7	14.7	16.9	115.4	48.4	41.6	9.42	4.59	33	1.10	38	<b>0.000</b>
14	45.9	27.2	38.2	117.1	59.6	50.9	11.37	4.59	76	2.37	38	<b>0.000</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 2.95^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.05$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.025$

**Dati**

- $H_m = 5.00$  m
- $C = 1.90$  m
- $F = 0.85$  m
- $M = 0.75$  m
- $N = 1.30$  m
- $P = 3.10$  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
- Sovraccarico sul rilevato (20%)
- Angolo d'attrito della terra . . . . .
- Coefficiente d'attrito della fondazione
- Accelerazione massima locale
- Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
- Pendenza del rilevato vicino al muro
- Pendenza del rilevato lontano dal muro

- $a_g/g = 0.0826$
- $H_0 = 5.00$  m
- $H = 5.00$  m
- $S_0 = 4.0$  kN/m<sup>2</sup>
- $\varphi = 28^\circ$
- $R_0 = 0.700$
- $a_{max}/g = 0.132$
- $\beta_m = 0.38$
- $I_9 = 0.0\%$
- $I_8 = 0.0\%$

**Calcolo delle azioni sul terreno**

- Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma)  $K_1 = 0.370$
- agente su una sezione ideale R-S di altezza  $H = 5.00$  m
- Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  $O_3 = 7.81^\circ$
- Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.288$
- Coeff. di spinta passiva sulla fondaz.O-N (Mononobe-Okabe)  $K_p = 3.59$
- (Dati:  $\phi = 35.00^\circ$   $\epsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

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

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	82.4	207.3	11.3	43.5
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	7.3	24.5	1.0	3.9
Peso struttura (parete+platea) x 1	2.1	4.0	40.1	67.5
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	12.5	44.0	255.2	604.8
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1.9	0.5	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	2.1	0.9	40.9	40.4
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-23.7*	-9.1*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 108.3</b>	<b>M<sub>9</sub> = 281.3</b>	<b>P<sub>9</sub> = 348.5</b>	<b>M<sub>8</sub> = 760.1</b>

**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:  $G_8 = 62.2$  kN
- Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 286.4$  kN
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff  $\sigma_t = 0.151$  MPa
- OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale  $\beta = 13.6^\circ$

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo  $R_d = (348.5 * 0.7 + 23.7) / 1.0 = 267.8 > E_d = 108.3$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 156$  kN Lato monte (punto Q)  $G_7 = 89$  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)  $K_0 = 0.356$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>Edu</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b <sub>w</sub> larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricen- trico	V <sub>Rd</sub>
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	142.3	<b>142.3</b>	49.1	<b>63.9</b>	72.1	64.8	118.4	18.4	45°, 1.0	5.83	14.51	4.59	7.85	<b>366.4</b>	<b>229.9</b>
2	93.9	<b>93.9</b>	0.0	<b>96.3</b>	41.0	34.7	125.0	125.0	45°, 1.0	6.58	21.49	5.34	14.67	<b>270.0</b>	<b>253.5</b>
3	63.8	<b>63.8</b>	0.0	<b>72.5</b>	34.7	28.4	125.0	125.0	-	6.10	20.54	5.34	9.02	<b>209.4</b>	<b>190.6</b>
4	-11.9	<b>-11.9</b>	0.0	<b>9.0</b>	22.1	15.8	125.0	125.0	-	3.60	7.20	5.34	0.00	<b>-43.3</b>	<b>97.9</b>
10	0.7	<b>1.0</b>	3.0	<b>2.3</b>	32.2	26.7	112.9	12.9	73°, 1.0	2.88	6.28	4.59	3.96	<b>66.7</b>	<b>45.0</b>
12	19.9	<b>23.2</b>	16.6	<b>18.5</b>	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	3.92	9.42	4.59	3.96	<b>151.2</b>	<b>65.4</b>
14	61.5	<b>69.9</b>	30.5	<b>37.1</b>	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.65	11.37	4.59	3.96	<b>224.3</b>	<b>76.2</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

07/12/23

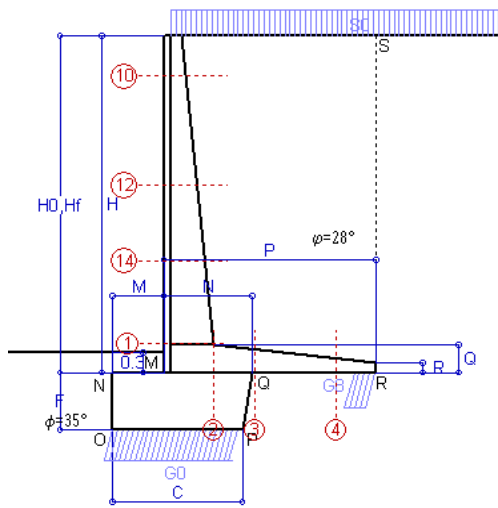
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Compilato da Dott. Ing. Silvio Feno

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.6

Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia D.M 17/1/2018



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 4.47^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.075$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.038$

**Dati**

- $H_m = 5.00$  m
- $C = 1.90$  m
- $F = 0.85$  m
- $M = 0.75$  m
- $N = 1.30$  m
- $P = 3.10$  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
- Sovraccarico sul rilevato (20%)
- Angolo d'attrito della terra . . . . .
- Coefficiente d'attrito della fondazione
- Accelerazione massima locale
- Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
- Pendenza del rilevato vicino al muro
- Pendenza del rilevato lontano dal muro

- $a_g/g = 0.0826$
- $H_0 = 5.00$  m
- $H = 5.00$  m
- $S_0 = 4.0$  kN/m<sup>2</sup>
- $\varphi = 28^\circ$
- $R_0 = 0.700$
- $a_{max}/g = 0.132$
- $\beta_m = 0.57$
- $I_9 = 0.0\%$
- $I_8 = 0.0\%$

**Calcolo delle azioni sul terreno**

- Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma)  $K_1 = 0.380$
- agente su una sezione ideale R-S di altezza  $H = 5.00$  m
- Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  $O_3 = 11.41^\circ$
- Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.307$
- Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  $K_p = 3.54$
- (Dati:  $\phi = 35.00^\circ$   $\epsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

**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	83.9	211.1	16.9	65.1
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	7.5	25.0	1.5	5.8
Peso struttura (parete+platea) x 1	3.1	6.0	39.6	66.6
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	18.8	66.0	251.9	597.1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.0	0.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	3.2	1.4	40.4	39.9
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-23.4*	-9.0*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 118.3</b>	<b>M<sub>9</sub> = 309.9</b>	<b>P<sub>9</sub> = 350.4</b>	<b>M<sub>8</sub> = 774.5</b>

**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:  $G_8 = 56.0$  kN
- Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 294.4$  kN
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.155$  MPa
- OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 15.2^\circ$
- Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $R_d = (774.5 + 9) / 1.0 = 783.5 > E_d = 309.9$
- Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $R_d = (502.1) / 1.0 = 502.1 > E_d = 211.8$
- Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 157$  kN
- Lato monte (punto Q)  $G_7 = 97$  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)  $K_0 = 0.376$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>Edu</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H	d	B5	b <sub>w</sub>	staffe	X1	A1	A2	A4	M <sub>Rd</sub>	V <sub>Rd</sub>
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	$\alpha^\circ, ctg\Theta$	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN
1	151.1	<b>151.1</b>	50.7	<b>67.8</b>	72.1	64.8	118.4	18.4	45°, 1.0	5.84	14.51	4.59	7.85	<b>366.7</b>	<b>228.6</b>
2	105.7	<b>105.7</b>	0.0	<b>100.2</b>	41.0	34.7	125.0	125.0	45°, 1.0	6.58	21.49	5.34	14.67	<b>270.0</b>	<b>253.5</b>
3	76.2	<b>76.2</b>	0.0	<b>75.9</b>	34.7	28.4	125.0	125.0	-	6.10	20.54	5.34	9.02	<b>209.4</b>	<b>190.6</b>
4	-9.5	<b>-9.5</b>	0.0	<b>7.6</b>	21.4	15.1	125.0	125.0	-	3.48	6.86	5.34	0.00	<b>-41.3</b>	<b>93.2</b>
10	0.8	<b>1.0</b>	3.1	<b>2.5</b>	32.2	26.7	112.9	12.9	73°, 1.0	2.88	6.28	4.59	3.96	<b>66.7</b>	<b>44.9</b>
12	21.3	<b>24.7</b>	17.0	<b>19.7</b>	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	3.92	9.42	4.59	3.96	<b>151.2</b>	<b>65.1</b>
14	65.4	<b>74.3</b>	31.4	<b>39.4</b>	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.66	11.37	4.59	3.96	<b>224.4</b>	<b>75.5</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.  
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione

**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			
$\phi$	Angolo d'attrito nominale	gradi	35.0°	$\phi = \text{rad}$ 0.6109
c	Coesione drenata	kN/m <sup>2</sup>	0	
$\gamma$	Peso specifico	kN/m <sup>3</sup>	20.00	
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\epsilon = \text{rad}$ 0.0000

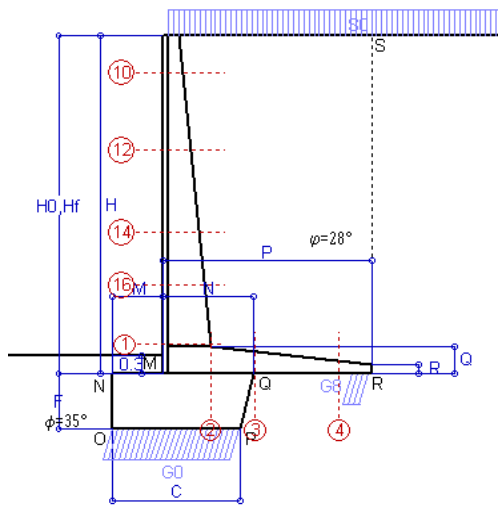
**Dati geometrici della fondazione:**

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)			Scheda 1	Sisma
<b>Carichi agenti sulla fondazione:</b>				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	452.6	286.4
$\beta$	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	17.13°	13.63°
H	Componente orizzontale = G0 * tan( $\beta$ )	kN/m	139.5	69.5
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	1.90	1.90
<b>Dati influenzati dal tipo di verifica:</b>				
$\Phi$	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.6109	0.6109
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	0.95	0.95
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1.15	1.15
<b>Termini della formula di Brinck-Hansen</b>				
<b>Profondità</b>	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m <sup>2</sup>	<b>422.91</b>	<b>494.08</b>
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		33.30	33.30
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		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	$i_q = (1 - H / N)^2$		0.48	0.57
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	<b>0.974</b>
<b>Coesione</b>	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m <sup>2</sup>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		46.12	46.12
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	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.46	0.56
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	<b>0.983</b>
<b>Superficie</b>	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m <sup>2</sup>	<b>302.04</b>	<b>386.40</b>
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		48.03	48.03
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		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	$i_\gamma = (1 - H / N)m+1$		0.33	0.43
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	<b>0.974</b>
<b>Verifica della capacità portante</b>				
q <sub>LIM</sub>	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.725	0.880
$\gamma_R$	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
<b>C<sub>p</sub></b>	<b>Capacità portante, tenuto conto di <math>\gamma_R</math></b>	<b>kN</b>	<b>983.9</b>	<b>1394.1</b>
G <sub>0</sub>	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	452.6	286.4

**La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)**





**Dati**

H <sub>m</sub> = 5.50 m	<b>Prefabbricato tipo u55NM</b>	H <sub>0</sub> = 5.50 m
C = 2.05 m	Altezza della terra contro il pannello	H = 5.50 m
F = 0.90 m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	S <sub>0</sub> = 20.0 kN/m <sup>2</sup>
M = 0.80 m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	φ = 28.00°
N = 1.45 m	Peso specifico della terra . . . . .	P <sub>0</sub> = 18.0 kN/m <sup>3</sup>
P = 3.35 m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	Q <sub>0</sub> = 25.0 kN/m <sup>3</sup>
Q = 0.44 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	R <sub>0</sub> = 0.700
R = 0.15 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	I <sub>b</sub> = 0.0%

**Calcolo delle azioni sulla struttura**

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	K <sub>1</sub> = 0.361
agente su una sezione ideale R-S di altezza	H = 5.50 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	O <sub>3</sub> = 0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	K <sub>3</sub> = 0.240

**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	127.8	349.3	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	59.6	217.4	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	61.1	111.0
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	487.6	1 235.9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	2.3	0.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	62.9	67.7
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>g</sub> = 189.6</b>	<b>M<sub>g</sub> = 567.4</b>	<b>P<sub>g</sub> = 611.6</b>	<b>M<sub>g</sub> = 1 414.5</b>

**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 = 82.0 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	G <sub>8</sub> = 0.32 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	G0 = 529.7 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	C <sub>8</sub> = 2.05 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			σ <sub>t</sub> = <b>0.258 MPa</b>
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			β = <b>17.2°</b>
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo		Rd = (611.6 * 0.7) / 1.1 = 389.3	> Ed = 189.6
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		Rd = (1414.5) / 1.15 = 1230.0	> Ed = 567.4
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		Rd = (907.9) / 1.15 = 789.5	> Ed = 398.1
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione:	Lato valle (punto M) G6 = 296 kN	Lato monte (punto Q) G7 = 171 kN	

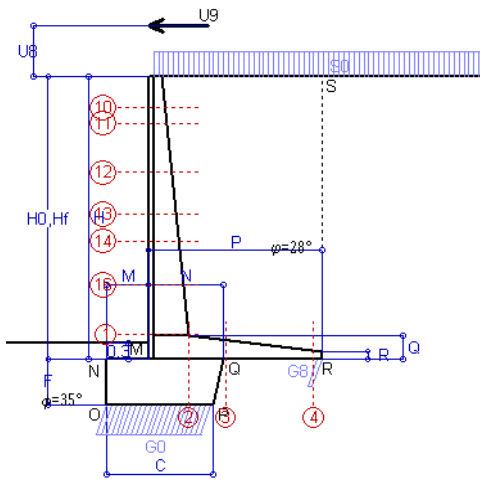
**Verifica delle sezioni allo s.l.u.**

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) Freccia in cima al pannello mm 11.69 K<sub>0</sub> = 0.321

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>EdU</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compreso	b <sub>w</sub> larghezza taglio	staffe α°, ctgΘ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricentrico	V <sub>Rd</sub>
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN
1	337.6	<b>337.6</b>	86.3	<b>117.6</b>	76.6	68.7	118.4	18.4	45°, 1.0	6.68	17.34	4.59	9.14	<b>468.9</b>	<b>274.1</b>
2	239.2	<b>239.2</b>	0.0	<b>208.9</b>	44.5	38.1	125.0	125.0	45°, 1.0	7.27	24.44	6.16	16.49	<b>336.2</b>	<b>312.9</b>
3	167.0	<b>167.0</b>	0.0	<b>132.9</b>	36.7	30.3	125.0	125.0	-	6.59	22.88	6.16	9.54	<b>247.6</b>	<b>203.3</b>
4	-10.7	<b>-10.7</b>	0.0	<b>9.3</b>	21.0	14.7	125.0	125.0	-	3.86	7.94	6.16	0.00	<b>-45.9</b>	<b>90.7</b>
10	2.6	<b>3.4</b>	5.7	<b>7.6</b>	32.0	26.5	112.8	12.8	73°, 1.0	2.80	5.69	4.59	3.96	<b>60.8</b>	<b>42.2</b>
12	31.2	<b>35.9</b>	22.0	<b>28.8</b>	44.7	37.9	114.6	14.6	73°, 1.0	3.62	8.23	4.59	3.96	<b>121.6</b>	<b>56.4</b>
14	112.5	<b>125.9</b>	45.3	<b>59.7</b>	58.0	49.3	116.4	16.4	73°, 1.0	4.56	10.78	4.59	3.96	<b>208.4</b>	<b>68.2</b>
16	203.4	<b>226.6</b>	63.9	<b>85.4</b>	66.6	58.3	117.6	17.6	73°, 1.0	5.79	15.33	4.59	5.07	<b>348.6</b>	<b>105.1</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



**Dati**

$H_m = 5.50$ m	<b>Prefabbricato tipo u55NM</b>	$H_0 = 5.50$ m
$C = 2.05$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.50$ m
$F = 0.90$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 0.80$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 28^\circ$
$N = 1.45$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 3.35$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.44$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_y = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 20$ kN/cad
$V_8 = 0.00$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 0$ 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) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.361$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 5.50$ m
	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.240$

**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	98.3	268.7	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	39.7	145.0	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	47.0	85.4
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	0.0	0.0	364.8	925.2
Forze concentrate (U9+V9) x 1	16.0	118.4	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1.8	0.5	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	48.4	52.0
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 155.8</b>	<b>M<sub>9</sub> = 532.5</b>	<b>P<sub>9</sub> = 460.2</b>	<b>M<sub>8</sub> = 1 062.6</b>

**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:	$G_8 = 21.1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.11$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 439.1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.05$ m
TENSIONE unitaria sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.214$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 18.7^\circ$

<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo	$R_d = (460.2 * 0.7) / 1.1 = 292.9 > E_d = 155.8$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo	$R_d = (1062.6) / 1.15 = 924.0 > E_d = 532.5$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo	$R_d = (681.1) / 1.15 = 592.3 > E_d = 393.4$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione:	Lato valle (punto M) $G_6 = 240$ kN      Lato monte (punto Q) $G_7 = 150$ kN

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

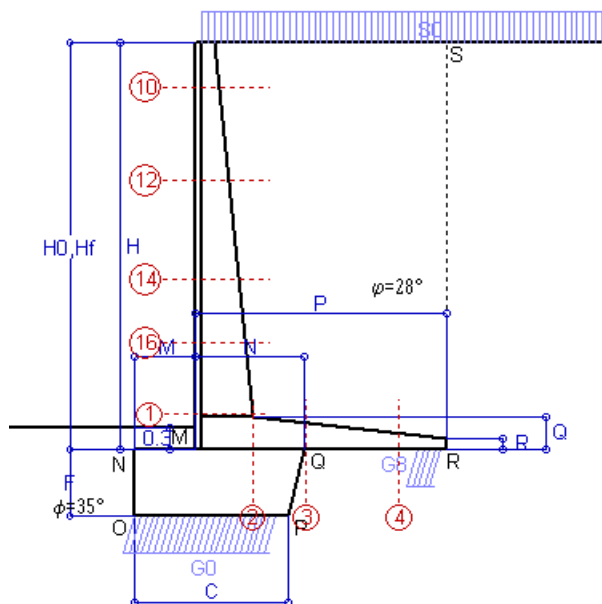
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.321$  Freccia in cima al pannello mm  $16.88$

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 $\alpha^\circ, ctg\Theta$	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 <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN
1	364.0	<b>364.0</b>	64.4	<b>88.8</b>	76.6	68.7	118.4	18.4	45°, 1.0	6.58	17.34	4.59	9.14	<b>464.4</b>	<b>283.9</b>
2	281.4	<b>281.4</b>	0.0	<b>217.6</b>	44.5	38.1	125.0	125.0	45°, 1.0	7.27	24.44	6.16	16.49	<b>336.2</b>	<b>312.9</b>
3	211.0	<b>211.0</b>	0.0	<b>115.4</b>	36.7	30.3	125.0	125.0	-	6.59	22.88	6.16	9.54	<b>247.6</b>	<b>203.3</b>
4	-1.0	<b>-1.0</b>	0.0	<b>1.2</b>	17.1	10.7	125.0	125.0	-	3.35	6.06	6.16	0.00	<b>-34.0</b>	<b>72.3</b>
10	33.8	<b>36.0</b>	4.2	<b>12.6</b>	32.0	26.5	112.8	12.8	73°, 1.0	2.79	5.69	4.59	3.96	<b>60.7</b>	<b>43.4</b>
11	42.4	<b>45.2</b>	6.7	<b>15.0</b>	35.1	29.6	113.3	13.3	73°, 1.0	2.87	5.69	4.59	3.96	<b>67.1</b>	<b>47.8</b>
12	79.2	<b>84.8</b>	16.2	<b>24.8</b>	44.7	37.9	114.6	14.6	73°, 1.0	3.59	8.23	4.59	3.96	<b>121.0</b>	<b>59.0</b>
13	125.5	<b>135.1</b>	26.2	<b>37.0</b>	52.8	45.3	115.7	15.7	73°, 1.0	4.16	9.75	4.59	3.96	<b>171.5</b>	<b>68.3</b>
14	164.3	<b>177.1</b>	33.6	<b>45.8</b>	58.0	49.3	116.4	16.4	73°, 1.0	4.51	10.78	4.59	3.96	<b>206.7</b>	<b>72.8</b>
16	247.7	<b>268.3</b>	47.5	<b>64.6</b>	66.6	58.3	117.6	17.6	73°, 1.0	5.72	15.33	4.59	5.07	<b>345.9</b>	<b>111.4</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Impresa: MICOS SpA



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**

$H_m = 5.50$ m	<b>Prefabbricato tipo u55NM</b>	$H_0 = 5.50$ m
$C = 2.05$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.50$ m
$F = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 28^\circ$
$M = 0.80$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.45$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 3.35$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.44$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

**Verifica statica**

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)  $K_1 = 0.361$   
 agente su una sezione ideale R-S di altezza  $H_3 = 5.50$  m  
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.240$

**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
98.29	268.66	0.00	0.00
39.71	144.95	0.00	0.00
0.00	0.00	47.00	85.35
0.00	0.00	364.81	925.21
1.75	0.53	0.00	0.00
0.00	0.00	48.37	52.04
<b><math>S_9 = 139.76</math></b>	<b><math>M_9 = 414.14</math></b>	<b><math>P_9 = 460.19</math></b>	<b><math>M_8 = 1\ 062.60</math></b>

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.353  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.306  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 73.43$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio .  $Q_8 = 0.37$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 386.76$  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 . . . . .  $\beta = 16.9^\circ$

**Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>**

Freccia in cima al pannello mm 7.78

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

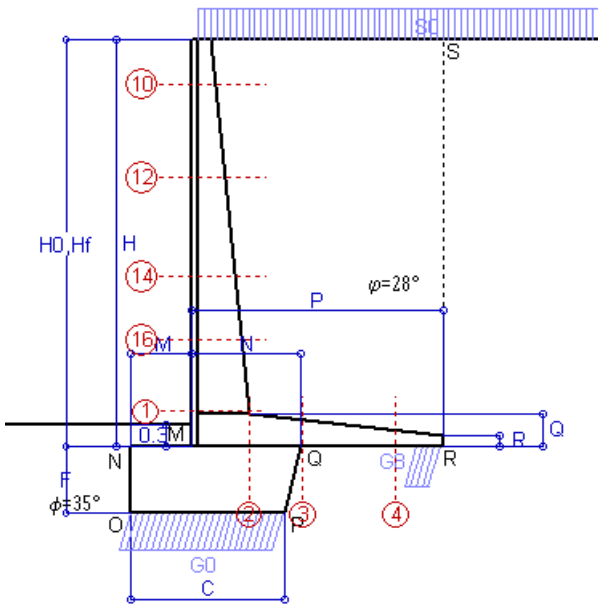
$K_0 = 0.321$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	245.9	64.4	121.8	118.4	76.6	68.7	17.34	4.59	205	6.41	38	<b>0.151</b>
2	162.7	0.0	208.7	125.0	44.5	38.1	24.44	6.16	189	8.75	52	<b>0.237</b>
3	102.3	0.0	136.9	125.0	36.7	30.3	22.88	6.16	160	8.17	52	<b>0.178</b>
4	-11.9	0.0	0.0	125.0	22.2	15.9	8.49	6.16	116	4.84	52	<b>0.000</b>
10	1.8	4.2	5.8	112.8	32.0	26.5	5.69	4.59	11	0.39	38	<b>0.000</b>
12	22.0	16.2	26.1	114.6	44.7	37.9	8.23	4.59	69	2.12	38	<b>0.000</b>
14	80.6	33.6	59.3	116.4	58.0	49.3	10.78	4.59	150	4.42	38	<b>0.101</b>
16	147.1	47.5	87.3	117.6	66.6	58.3	15.33	4.59	164	5.27	38	<b>0.116</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Impresa: MICOS SpA



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*

**Dati**

$H_m = 5.50$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> u55NM	$H_0 = 5.50$ m
$C = 2.05$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.50$ m
$F = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 28^\circ$
$M = 0.80$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 15.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.45$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 3.35$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.44$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

**Verifica statica**

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)  $K_1 = 0.361$   
 agente su una sezione ideale R-S di altezza  $H_3 = 5.50$  m  
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.240$

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
98.29	268.66	0.00	0.00
29.79	108.72	0.00	0.00
0.00	0.00	47.00	85.35
0.00	0.00	348.06	883.75
1.75	0.53	0.00	0.00
0.00	0.00	48.37	52.04
<b><math>S_9 = 129.83</math></b>	<b><math>M_9 = 377.90</math></b>	<b><math>P_9 = 443.44</math></b>	<b><math>M_8 = 1\ 021.14</math></b>

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.492  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.392  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 70.31$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio .  $Q_8 = 0.36$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 373.12$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. .  $C_8 = 2.05$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.182$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 16.3^\circ$

**Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>**

Freccia in cima al pannello mm 6.90

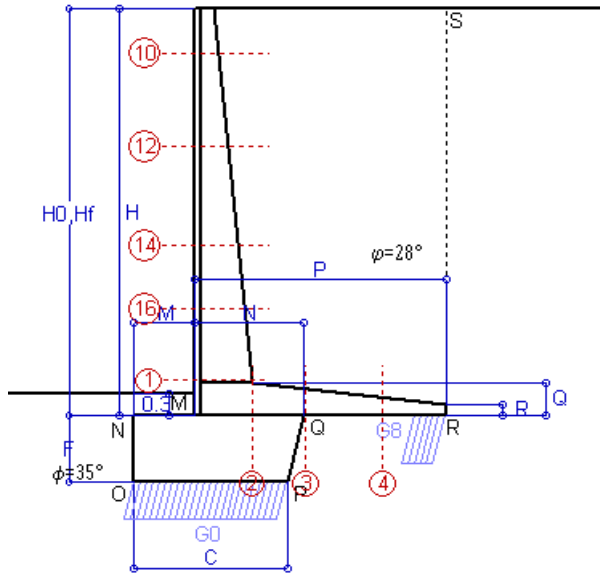
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)  $K_0 = 0.321$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	221.7	61.2	112.4	118.4	76.6	68.7	17.34	4.59	184	5.79	38	<b>0.132</b>
2	148.4	0.0	188.1	125.0	44.5	38.1	24.44	6.16	172	7.98	52	<b>0.202</b>
3	98.6	0.0	132.3	125.0	36.7	30.3	22.88	6.16	154	7.87	52	<b>0.166</b>
4	-11.9	0.0	0.0	125.0	22.2	15.8	8.47	6.16	117	4.87	52	<b>0.000</b>
10	1.4	3.8	4.7	112.8	32.0	26.5	5.69	4.59	8	0.31	38	<b>0.000</b>
12	18.5	15.0	22.5	114.6	44.7	37.9	8.23	4.59	58	1.80	38	<b>0.000</b>
14	70.5	31.5	53.2	116.4	58.0	49.3	10.78	4.59	131	3.88	38	<b>0.080</b>
16	130.9	44.9	79.6	117.6	66.6	58.3	15.33	4.59	145	4.69	38	<b>0.098</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Impresa: MICOS SpA



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 <sub>m</sub> = 5.50 m	<b>Prefabbricato tipo</b> u55NM	H <sub>0</sub> = 5.50 m
C = 2.05 m	Altezza della terra contro il pannello	H = 5.50 m
F = 0.90 m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	φ = 28°
M = 0.80 m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	S <sub>0</sub> = 0.0 kN/m <sup>2</sup>
N = 1.45 m	Peso specifico della terra . . . . .	P <sub>0</sub> = 18.0 kN/m <sup>3</sup>
P = 3.35 m	Peso specifico del calcestruzzo . .	Q <sub>0</sub> = 25.0 kN/m <sup>3</sup>
Q = 0.44 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	R <sub>0</sub> = 0.70

**Verifica statica**

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	K <sub>1</sub> = 0.361
agente su una sezione ideale R-S di altezza	H <sub>3</sub> = 5.50 m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	K <sub>3</sub> = 0.240

**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
98.29	268.66	0.00	0.00
0.00	0.00	47.00	85.35
0.00	0.00	297.81	759.38
1.75	0.53	0.00	0.00
0.00	0.00	48.37	52.04
<b>S<sub>9</sub> = 100.04</b>	<b>M<sub>9</sub> = 269.19</b>	<b>P<sub>9</sub> = 393.19</b>	<b>M<sub>8</sub> = 896.77</b>

GRADO di stabilità al ribaltamento η<sub>rib</sub> = valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 3.157  
 GRADO di stabilità allo scorrimento η<sub>scorr</sub> = (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.752  
 Carico sul terreno sotto la platea: G8 = 83.65 kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . Q<sub>8</sub> = 0.42 m  
 Carico sul terreno della fondazione: G0 = 309.54 kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . C<sub>8</sub> = 2.05 m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . . σ<sub>t</sub> = 0.151 MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . . β = 14.3°

**Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>**

Freccia in cima al pannello mm 4.17

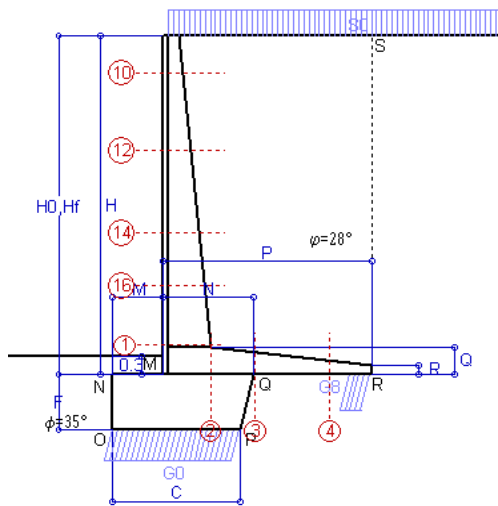
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

K<sub>0</sub> = 0.321

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ <sub>a</sub>	calcestr. σ <sub>c</sub>	ricoprim. C+Φ <sub>staffe</sub>	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	149.2	51.7	84.1	118.4	76.6	68.7	17.34	4.59	122	3.93	38	<b>0.073</b>
2	97.0	0.0	126.6	125.0	44.5	38.1	24.44	6.16	112	5.21	52	<b>0.000</b>
3	44.3	0.0	89.9	125.0	36.7	30.3	22.88	6.16	69	3.53	52	<b>0.000</b>
4	-22.1	0.0	0.0	125.0	24.7	18.3	9.66	6.16	191	7.23	52	<b>0.000</b>
10	0.3	2.6	1.2	112.8	32.0	26.5	5.69	4.59	1	0.07	38	<b>0.000</b>
12	8.2	11.4	11.9	114.6	44.7	37.9	8.23	4.59	24	0.82	38	<b>0.000</b>
14	40.3	25.4	35.0	116.4	58.0	49.3	10.78	4.59	73	2.25	38	<b>0.000</b>
16	82.2	37.1	56.4	117.6	66.6	58.3	15.33	4.59	89	2.98	38	<b>0.040</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.  
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione





Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 2.95^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.05$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.025$

**Dati**

- $H_m = 5.50$  m
- $C = 2.05$  m
- $F = 0.90$  m
- $M = 0.80$  m
- $N = 1.45$  m
- $P = 3.35$  m
- $Q = 0.44$  m
- $U_1 = 0.0$  m
- $R = 0.15$  m

**Acceleraz orizz. al suolo**  
**Prefabbricato tipo u55NM**

- Altezza della terra contro il pannello
- Sovraccarico sul rilevato (20%)
- Angolo d'attrito della terra . . . . .
- Coefficiente d'attrito della fondazione
- Accelerazione massima locale
- Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
- Pendenza del rilevato vicino al muro
- Pendenza del rilevato lontano dal muro

- $a_g/g = 0.0826$
- $H_0 = 5.50$  m
- $H = 5.50$  m
- $S_0 = 4.0$  kN/m<sup>2</sup>
- $\varphi = 28^\circ$
- $R_0 = 0.700$
- $a_{max}/g = 0.132$
- $\beta_m = 0.38$
- $I_g = 0.0\%$
- $I_b = 0.0\%$

**Calcolo delle azioni sul terreno**

- Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma)  $K_1 = 0.370$
- agente su una sezione ideale R-S di altezza  $H = 5.50$  m
- Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  $O_3 = 7.81^\circ$
- Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.273$
- Coeff. di spinta passiva sulla fondaz.O-N (Mononobe-Okabe)  $K_p = 3.59$
- (Dati:  $\phi = 35.00^\circ$   $\epsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

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

	COMPONENTI			
	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	99.7	272.5	13.7	56.7
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	8.1	29.4	1.1	4.6
Peso struttura (parete+platea) x 1	2.4	4.9	45.8	83.2
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	14.9	57.3	303.4	772.7
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.0	0.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	2.4	1.1	47.2	50.7
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-25.8*	-10.3*	0.0*	0.0*
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 129.5</b>	<b>M<sub>9</sub> = 365.7</b>	<b>P<sub>9</sub> = 411.2</b>	<b>M<sub>8</sub> = 967.9</b>

**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:  $G_8 = 70.2$  kN
- Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 340.9$  kN
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.166$  MPa
- OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 14.1^\circ$

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo  $R_d = (411.2 * 0.7 + 25.8) / 1.0 = 313.7 > E_d = 129.5$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 189$  kN Lato monte (punto Q)  $G_7 = 105$  kN

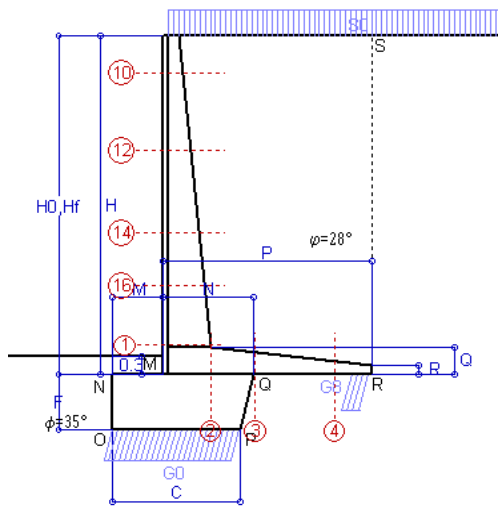
**Verifica delle sezioni allo s.l.u.**

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)  $K_0 = 0.356$

Freccia in cima al pannello mm 6.01

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale kN.m	M <sub>EdU</sub> (1) sulla sez. traslata kN.m	N <sub>Ed</sub> (2) kN	V <sub>Ed</sub> kN	H altezza totale cm	d altezza utile cm	B5 lato com- presso cm	b <sub>w</sub> larghez- za taglio cm	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro cm	A1 lato terrapieno cm2	A2 lato facc. o inf. platea cm2	A4 staffe cm2/m	M <sub>Rd</sub> baricen- trico kN.m	V <sub>Rd</sub> kN
1	188.4	<b>188.4</b>	57.6	<b>76.1</b>	76.6	68.7	118.4	18.4	45°, 1.0	6.55	17.34	4.59	9.14	<b>462.9</b>	<b>285.4</b>
2	124.6	<b>124.6</b>	0.0	<b>119.4</b>	44.5	38.1	125.0	125.0	45°, 1.0	7.27	24.44	6.16	16.49	<b>336.2</b>	<b>312.9</b>
3	80.8	<b>80.8</b>	0.0	<b>83.1</b>	36.7	30.3	125.0	125.0	-	6.59	22.88	6.16	9.54	<b>247.6</b>	<b>203.3</b>
4	-13.9	<b>-13.9</b>	0.0	<b>10.8</b>	22.7	16.4	125.0	125.0	-	4.03	8.72	6.16	0.00	<b>-50.3</b>	<b>101.0</b>
10	0.7	<b>1.0</b>	3.0	<b>2.3</b>	32.0	26.5	112.8	12.8	73°, 1.0	2.78	5.69	4.59	3.96	<b>60.6</b>	<b>44.7</b>
12	12.4	<b>14.6</b>	12.9	<b>13.7</b>	44.7	37.9	114.6	14.6	73°, 1.0	3.58	8.23	4.59	3.96	<b>120.7</b>	<b>60.5</b>
14	54.4	<b>61.9</b>	28.5	<b>34.4</b>	58.0	49.3	116.4	16.4	73°, 1.0	4.49	10.78	4.59	3.96	<b>206.0</b>	<b>74.3</b>
16	106.7	<b>120.4</b>	41.5	<b>52.6</b>	66.6	58.3	117.6	17.6	73°, 1.0	5.69	15.33	4.59	5.07	<b>344.8</b>	<b>112.9</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 4.47^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.075$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.038$

**Dati**

- $H_m = 5.50$  m
- $C = 2.05$  m
- $F = 0.90$  m
- $M = 0.80$  m
- $N = 1.45$  m
- $P = 3.35$  m
- $Q = 0.44$  m
- $U_1 = 0.0$  m
- $R = 0.15$  m

**Acceleraz orizz. al suolo**  
**Prefabbricato tipo u55NM**

- Altezza della terra contro il pannello
- Sovraccarico sul rilevato (20%)
- Angolo d'attrito della terra . . . . .
- Coefficiente d'attrito della fondazione
- Accelerazione massima locale
- Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
- Pendenza del rilevato vicino al muro
- Pendenza del rilevato lontano dal muro

- $a_g/g = 0.0826$
- $H_0 = 5.50$  m
- $H = 5.50$  m
- $S_0 = 4.0$  kN/m<sup>2</sup>
- $\varphi = 28^\circ$
- $R_0 = 0.700$
- $a_{max}/g = 0.132$
- $\beta_m = 0.57$
- $I_g = 0.0\%$
- $I_b = 0.0\%$

**Calcolo delle azioni sul terreno**

- Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma)  $K_1 = 0.380$
- agente su una sezione ideale R-S di altezza  $H = 5.50$  m
- Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  $O_3 = 11.41^\circ$
- Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.291$
- Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  $K_p = 3.54$
- (Dati:  $\phi = 35.00^\circ$   $\varepsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

**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	101.5	277.4	20.5	85.0
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	8.2	29.9	1.7	6.9
Peso struttura (parete+platea) x 1	3.5	7.3	45.2	82.1
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	22.4	85.8	299.5	762.7
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.1	0.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	3.6	1.7	46.6	50.1
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-25.5*	-10.2*	0.0*	0.0*
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b><math>S_9 = 141.4</math></b>	<b><math>M_9 = 402.7</math></b>	<b><math>P_9 = 413.4</math></b>	<b><math>M_8 = 986.8</math></b>

**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:  $G_8 = 62.8$  kN
- Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 350.6$  kN
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.171$  MPa
- OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 15.7^\circ$
- Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $R_d = (986.8 + 10.2) / 1.0 = 997.0 > E_d = 402.7$
- Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $R_d = (643.2) / 1.0 = 643.2 > E_d = 278.3$
- Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 191$  kN
- Lato monte (punto Q)  $G_7 = 113$  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)  $K_0 = 0.376$

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 $\alpha^\circ, ctg\Theta$	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 <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	199.9	<b>199.9</b>	59.5	<b>80.6</b>	76.6	68.7	118.4	18.4	45°, 1.0	6.56	17.34	4.59	9.14	<b>463.3</b>	<b>283.9</b>
2	139.7	<b>139.7</b>	0.0	<b>124.3</b>	44.5	38.1	125.0	125.0	45°, 1.0	7.27	24.44	6.16	16.49	<b>336.2</b>	<b>312.9</b>
3	96.3	<b>96.3</b>	0.0	<b>86.8</b>	36.7	30.3	125.0	125.0	-	6.59	22.88	6.16	9.54	<b>247.6</b>	<b>203.3</b>
4	-11.0	<b>-11.0</b>	0.0	<b>9.0</b>	21.9	15.5	125.0	125.0	-	3.98	8.32	6.16	0.00	<b>-48.3</b>	<b>95.7</b>
10	0.8	<b>1.0</b>	3.1	<b>2.5</b>	32.0	26.5	112.8	12.8	73°, 1.0	2.79	5.69	4.59	3.96	<b>60.6</b>	<b>44.6</b>
12	13.3	<b>15.6</b>	13.2	<b>14.6</b>	44.7	37.9	114.6	14.6	73°, 1.0	3.58	8.23	4.59	3.96	<b>120.7</b>	<b>60.2</b>
14	57.9	<b>65.9</b>	29.3	<b>36.5</b>	58.0	49.3	116.4	16.4	73°, 1.0	4.49	10.78	4.59	3.96	<b>206.1</b>	<b>73.7</b>
16	113.3	<b>127.9</b>	42.8	<b>55.8</b>	66.6	58.3	117.6	17.6	73°, 1.0	5.70	15.33	4.59	5.07	<b>345.1</b>	<b>112.0</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

**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			
$\phi$	Angolo d'attrito nominale	gradi	35.0°	$\phi = \text{rad}$ 0.6109
c	Coesione drenata	kN/m <sup>2</sup>	0	
$\gamma$	Peso specifico	kN/m <sup>3</sup>	20.00	
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\varepsilon = \text{rad}$ 0.0000

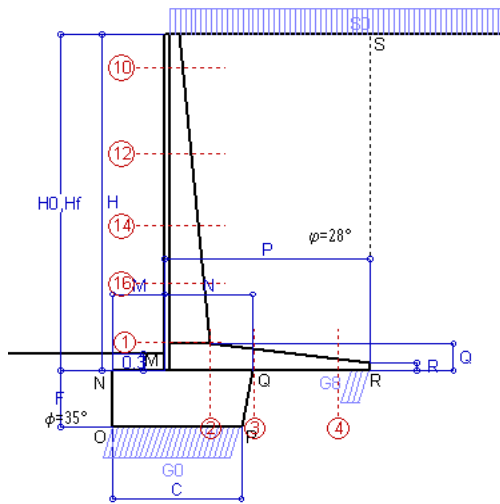
**Dati geometrici della fondazione:**

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)			Scheda 1	Sisma
<b>Carichi agenti sulla fondazione:</b>				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	529.7	340.9
$\beta$	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	17.22°	14.14°
H	Componente orizzontale = G0 * tan( $\beta$ )	kN/m	164.2	85.9
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	2.05	2.05
<b>Dati influenzati dal tipo di verifica:</b>				
$\Phi$	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.6109	0.6109
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1.02	1.02
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1.20	1.20
<b>Termini della formula di Brinck-Hansen</b>				
<b>Profondità</b>	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m <sup>2</sup>	<b>437.13</b>	<b>500.52</b>
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		33.30	33.30
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	$i_q = (1 - H / N)^2$		0.48	0.56
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	<b>0.974</b>
<b>Coesione</b>	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m <sup>2</sup>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		46.12	46.12
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	1.15
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	0.55
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	<b>0.983</b>
<b>Superficie</b>	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m <sup>2</sup>	<b>323.41</b>	<b>401.44</b>
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		48.03	48.03
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	$i_\gamma = (1 - H / N)m+1$		0.33	0.42
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	<b>0.974</b>
<b>Verifica della capacità portante</b>				
q <sub>LIM</sub>	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.761	0.902
$\gamma_R$	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
<b>C<sub>p</sub></b>	<b>Capacità portante, tenuto conto di <math>\gamma_R</math></b>	<b>kN</b>	<b>1113.6</b>	<b>1540.9</b>
G <sub>0</sub>	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	529.7	340.9

**La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)**

RFI Genova - RFI Genova - Linea Ovada-Genova. Messa in sicurezza del versante in frana della stazione di Mele - Mele (GE)  
 Impresa: MICOS SpA



**Dati**

H <sub>m</sub> = 6.00 m	<b>Prefabbricato tipo u60NM</b>	H <sub>0</sub> = 6.00 m
C = 2.25 m	Altezza della terra contro il pannello	H = 6.00 m
F = 1.00 m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	S <sub>0</sub> = 20.0 kN/m <sup>2</sup>
M = 0.90 m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	φ = 28.00°
N = 1.55 m	Peso specifico della terra . . . . .	P <sub>0</sub> = 18.0 kN/m <sup>3</sup>
P = 3.60 m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	Q <sub>0</sub> = 25.0 kN/m <sup>3</sup>
Q = 0.48 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	R <sub>0</sub> = 0.700
R = 0.15 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	I <sub>8</sub> = 0.0%

**Calcolo delle azioni sulla struttura**

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	K <sub>1</sub> = 0.361
agente su una sezione ideale R-S di altezza	H = 6.00 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	O <sub>3</sub> = 0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	K <sub>3</sub> = 0.248

**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	152.1	456.2	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	65.0	259.9	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	69.5	138.9
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	563.4	1 556.3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	2.9	1.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	76.4	89.8
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 219.9</b>	<b>M<sub>9</sub> = 717.1</b>	<b>P<sub>9</sub> = 709.3</b>	<b>M<sub>8</sub> = 1 785.0</b>

**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 = 93.1 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	Q <sub>8</sub> = 0.33 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	G0 = 616.2 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	C <sub>8</sub> = 2.25 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			σ <sub>t</sub> = <b>0.274 MPa</b>
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			β = <b>17.2°</b>
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo		Rd = (709.3 * 0.7) / 1.1 = 451.5	> Ed = 219.9
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		Rd = (1785) / 1.15 = 1552.2	> Ed = 717.1
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		Rd = (1125.6) / 1.15 = 978.8	> Ed = 499.1
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione:	Lato valle (punto M) G6 = 342 kN	Lato monte (punto Q) G7 = 198 kN	

**Verifica delle sezioni allo s.l.u.**

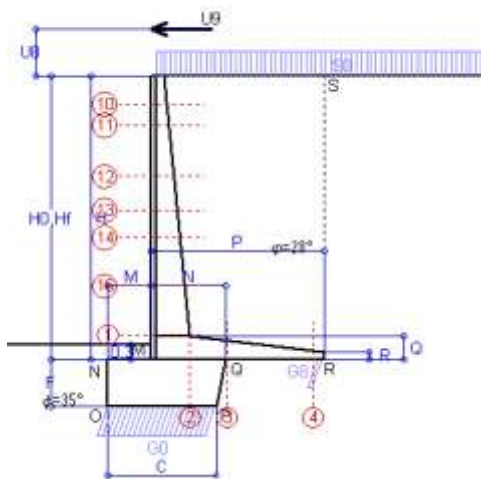
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) Freccia in cima al pannello mm 14.19  
 K<sub>0</sub> = 0.321

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>Edu</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b <sub>w</sub> larghez- za taglio	staffe α°, ctg(⊖)	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricen- trico	V <sub>Rd</sub>
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN
1	425.4	<b>425.4</b>	99.1	<b>135.4</b>	81.1	73.2	119.4	19.4	45°, 1.0	7.52	20.80	4.59	8.58	<b>597.3</b>	<b>268.4</b>
2	304.1	<b>304.1</b>	0.0	<b>247.0</b>	48.0	41.6	125.0	125.0	45°, 1.0	8.23	28.84	6.16	15.10	<b>431.0</b>	<b>312.9</b>
3	211.9	<b>211.9</b>	0.0	<b>151.5</b>	39.3	32.9	125.0	125.0	-	7.40	27.01	6.16	10.71	<b>314.0</b>	<b>222.6</b>
4	-13.2	<b>-13.2</b>	0.0	<b>11.5</b>	21.6	15.2	125.0	125.0	-	4.21	9.58	6.16	0.00	<b>-49.2</b>	<b>94.0</b>
10	2.6	<b>3.4</b>	5.7	<b>7.6</b>	31.9	26.4	112.9	12.9	73°, 1.0	2.89	6.28	4.59	3.96	<b>66.2</b>	<b>42.0</b>
12	42.3	<b>48.3</b>	26.0	<b>34.2</b>	47.1	40.3	115.1	15.1	73°, 1.0	3.92	9.42	4.59	3.96	<b>147.5</b>	<b>59.2</b>
14	132.6	<b>150.5</b>	49.8	<b>65.7</b>	60.1	51.4	117.0	17.0	73°, 1.1	4.97	12.57	4.59	3.96	<b>252.0</b>	<b>75.5</b>
16	256.1	<b>284.7</b>	73.2	<b>98.1</b>	70.4	62.0	118.4	18.4	73°, 1.0	6.47	18.25	4.59	5.07	<b>440.3</b>	<b>109.8</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo



**Dati**

$H_m = 6.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u60NM</b>	$H_0 = 6.00$ m
$C = 2.25$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.00$ m
$F = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 28^\circ$
$N = 1.55$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 3.60$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_v = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 20$ kN/cad
$V_8 = 0.00$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 0$ kN/cad
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$l_8 = 0.0\%$

**Calcolo delle azioni sulla struttura**

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.361$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 6.00$ m
	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.248$

**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	117.0	350.9	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	43.3	173.3	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	53.5	106.8
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	0.0	0.0	422.3	1 167.2
Forze concentrate (U9+V9) x 1	16.0	128.0	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.2	0.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	58.7	69.1
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 178.5</b>	<b>M<sub>9</sub> = 653.0</b>	<b>P<sub>9</sub> = 534.5</b>	<b>M<sub>8</sub> = 1 343.2</b>

**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:	$G_8 = 29.9$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.14$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 504.6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.25$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.224$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 18.5^\circ$
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (534.5 * 0.7) / 1.1 = 340.3$	$> Ed = 178.5$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (1343.2) / 1.15 = 1168.0$	$> Ed = 653$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (845.9) / 1.15 = 735.6$	$> Ed = 475.9$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione:	Lato valle (punto M) $G_6 = 275$ kN	Lato monte (punto Q) $G_7 = 171$ 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)  $K_0 = 0.321$  Freccia in cima al pannello mm  $19.35$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>Edu</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b <sub>w</sub> larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg(\alpha)$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricen- trico	V <sub>Rd</sub>
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	437.9	<b>437.9</b>	74.1	<b>102.0</b>	81.1	73.2	119.4	19.4	45°, 1.0	7.41	20.80	4.59	8.58	<b>591.6</b>	<b>279.6</b>
2	337.5	<b>337.5</b>	0.0	<b>246.7</b>	48.0	41.6	125.0	125.0	45°, 1.0	8.23	28.84	6.16	15.10	<b>431.0</b>	<b>312.9</b>
3	250.8	<b>250.8</b>	0.0	<b>128.3</b>	39.3	32.9	125.0	125.0	-	7.40	27.01	6.16	10.71	<b>314.0</b>	<b>222.6</b>
4	-1.8	<b>-1.8</b>	0.0	<b>2.2</b>	17.8	11.4	125.0	125.0	-	3.79	7.68	6.16	0.00	<b>-38.2</b>	<b>75.5</b>
10	33.8	<b>36.0</b>	4.2	<b>12.5</b>	31.9	26.4	112.9	12.9	73°, 1.0	2.88	6.28	4.59	3.96	<b>66.1</b>	<b>43.2</b>
11	46.5	<b>49.6</b>	7.8	<b>16.0</b>	36.3	30.8	113.5	13.5	73°, 1.0	3.01	6.28	4.59	3.96	<b>76.3</b>	<b>49.5</b>
12	92.2	<b>99.0</b>	19.2	<b>28.4</b>	47.1	40.3	115.1	15.1	73°, 1.0	3.89	9.42	4.59	3.96	<b>146.8</b>	<b>62.1</b>
13	137.5	<b>148.1</b>	28.6	<b>39.9</b>	54.4	46.9	116.1	16.1	73°, 1.0	4.31	10.30	4.59	3.96	<b>187.3</b>	<b>70.2</b>
14	183.2	<b>197.8</b>	37.0	<b>50.1</b>	60.1	51.4	117.0	17.0	73°, 1.0	4.92	12.57	4.59	3.96	<b>250.1</b>	<b>75.1</b>
16	294.0	<b>318.8</b>	54.5	<b>73.9</b>	70.4	62.0	118.4	18.4	73°, 1.0	6.39	18.25	4.59	5.07	<b>436.9</b>	<b>117.1</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Impresa: MICOS SpA

**Dati**

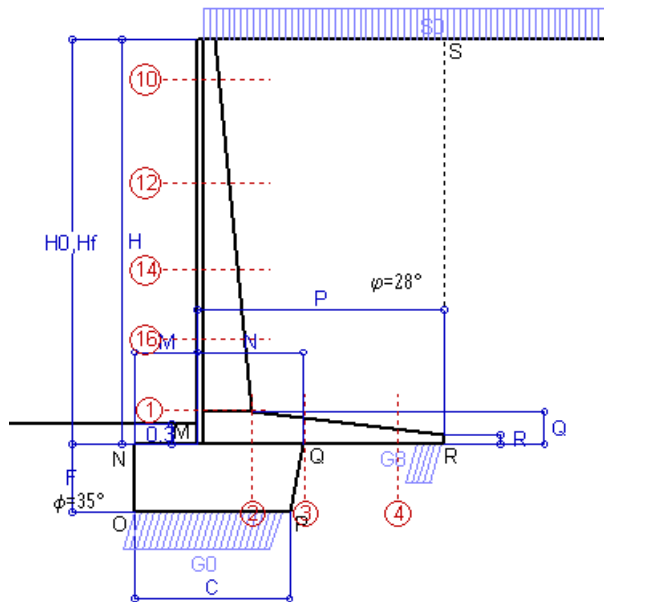
$H_m = 6.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> <b>u60NM</b>	$H_0 = 6.00$ m
$C = 2.25$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.00$ m
$F = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 28^\circ$
$M = 0.90$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.55$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 3.60$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

**Verifica statica**

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)  $K_1 = 0.361$   
 agente su una sezione ideale R-S di altezza  $H_3 = 6.00$  m  
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.248$

**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
116.97	350.92	0.00	0.00
43.32	173.30	0.00	0.00
0.00	0.00	53.47	106.85
0.00	0.00	422.30	1 167.23
2.23	0.74	0.00	0.00
0.00	0.00	58.75	69.07
<b>S<sub>9</sub> = 162.53</b>	<b>M<sub>9</sub> = 524.96</b>	<b>P<sub>9</sub> = 534.52</b>	<b>M<sub>8</sub> = 1 343.15</b>



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' = 2.324  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . = 2.303  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 83.79$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.39$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 450.73$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio.  $C_8 = 2.14$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.210$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 16.9^\circ$

**Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>**

Freccia in cima al pannello mm 9.53

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

$K_0 = 0.321$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	310.9	74.1	141.8	119.4	81.1	73.2	20.80	4.59	203	6.82	40	<b>0.160</b>
2	207.8	0.0	249.2	125.0	48.0	41.6	28.84	6.16	188	9.07	52	<b>0.248</b>
3	130.4	0.0	160.2	125.0	39.3	32.9	27.01	6.16	160	8.56	52	<b>0.191</b>
4	-14.7	0.0	0.0	125.0	22.9	16.5	10.23	6.16	136	5.66	52	<b>0.000</b>
10	1.8	4.2	5.8	112.9	31.9	26.4	6.28	4.59	10	0.37	38	<b>0.000</b>
12	29.9	19.2	31.6	115.1	47.1	40.3	9.42	4.59	77	2.44	38	<b>0.000</b>
14	95.3	37.0	66.0	117.0	60.1	51.4	12.57	4.59	146	4.56	38	<b>0.103</b>
16	185.9	54.5	101.5	118.4	70.4	62.0	18.25	4.59	164	5.57	38	<b>0.120</b>

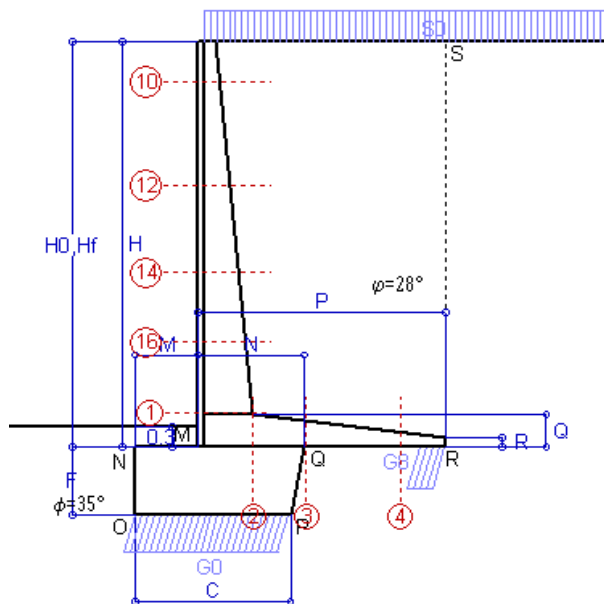
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Compilato da Dott. Ing. Silvio Feno  
 con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.6

**Norma: Italia D.M 17/1/2018**

Impresa: MICOS SpA



**Dati**

$H_m = 6.00$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> <b>u60NM</b>	$H_0 = 6.00$ m
$C = 2.25$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.00$ m
$F = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 28^\circ$
$M = 0.90$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 15.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.55$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 3.60$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

**Verifica statica**

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.361$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 6.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.248$

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

- 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*

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
116.97	350.92	0.00	0.00
32.49	129.97	0.00	0.00
0.00	0.00	53.47	106.85
0.00	0.00	404.30	1 118.63
2.23	0.74	0.00	0.00
0.00	0.00	58.75	69.07
<b>S<sub>9</sub> = 151.70</b>	<b>M<sub>9</sub> = 481.64</b>	<b>P<sub>9</sub> = 516.52</b>	<b>M<sub>8</sub> = 1 294.55</b>

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) . . . . . = 2.384

Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 80.05$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio .  $Q_8 = 0.37$  m

Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 436.47$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. .  $C_8 = 2.25$  m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.194$  MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 16.4^\circ$

**Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>**

Freccia in cima al pannello mm 8.50

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

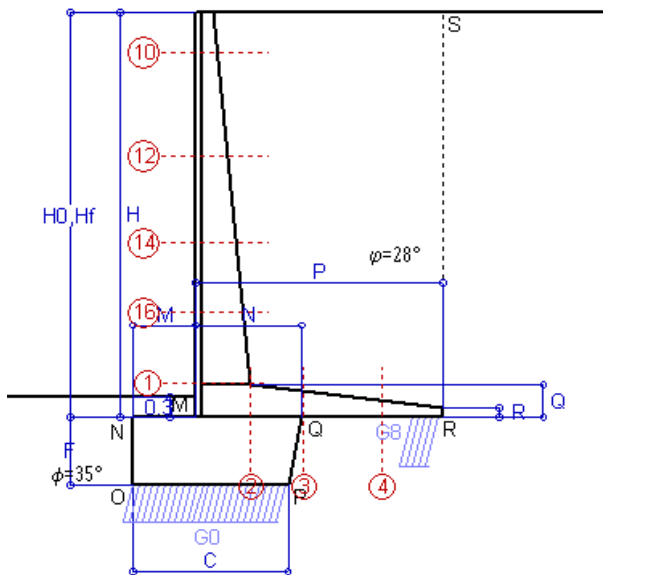
$K_0 = 0.321$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	282.0	70.6	131.5	119.4	81.1	73.2	20.80	4.59	184	6.20	40	<b>0.142</b>
2	191.2	0.0	226.0	125.0	48.0	41.6	28.84	6.16	173	8.34	52	<b>0.218</b>
3	127.0	0.0	155.7	125.0	39.3	32.9	27.01	6.16	156	8.33	52	<b>0.183</b>
4	-14.5	0.0	0.0	125.0	22.8	16.4	10.19	6.16	135	5.64	52	<b>0.000</b>
10	1.4	3.8	4.7	112.9	31.9	26.4	6.28	4.59	8	0.30	38	<b>0.000</b>
12	25.4	17.8	27.6	115.1	47.1	40.3	9.42	4.59	65	2.09	38	<b>0.000</b>
14	83.8	34.8	59.5	117.0	60.1	51.4	12.57	4.59	128	4.02	38	<b>0.084</b>
16	166.4	51.7	93.1	118.4	70.4	62.0	18.25	4.59	146	4.99	38	<b>0.103</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Impresa: MICOS SpA



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 <sub>m</sub> = 6.00 m	<b>Prefabbricato tipo</b> <b>u60NM</b>	H <sub>0</sub> = 6.00 m
C = 2.25 m	Altezza della terra contro il pannello	H = 6.00 m
F = 1.00 m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	φ = 28°
M = 0.90 m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	S <sub>0</sub> = 0.0 kN/m <sup>2</sup>
N = 1.55 m	Peso specifico della terra . . . . .	P <sub>0</sub> = 18.0 kN/m <sup>3</sup>
P = 3.60 m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	Q <sub>0</sub> = 25.0 kN/m <sup>3</sup>
Q = 0.48 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	R <sub>0</sub> = 0.70

**Verifica statica**

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) K<sub>1</sub> = 0.361  
 agente su una sezione ideale R-S di altezza H<sub>3</sub> = 6.00 m  
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) K<sub>3</sub> = 0.248

**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
116.97	350.92	0.00	0.00
0.00	0.00	53.47	106.85
0.00	0.00	350.30	972.83
2.23	0.74	0.00	0.00
0.00	0.00	58.75	69.07
<b>S<sub>9</sub> = 119.20</b>	<b>M<sub>9</sub> = 351.67</b>	<b>P<sub>9</sub> = 462.52</b>	<b>M<sub>8</sub> = 1 148.75</b>

GRADO di stabilità al ribaltamento η<sub>rib</sub> = valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 3.062  
 GRADO di stabilità allo scorrimento η<sub>scorr</sub> = (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.717  
 Carico sul terreno sotto la platea: G<sub>8</sub> = 95.56 kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . Q<sub>8</sub> = 0.44 m  
 Carico sul terreno della fondazione: G<sub>0</sub> = 366.96 kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . C<sub>8</sub> = 2.25 m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . . σ<sub>t</sub> = 0.163 MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . . β = 14.5°

**Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>**

Freccia in cima al pannello mm 5.30

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

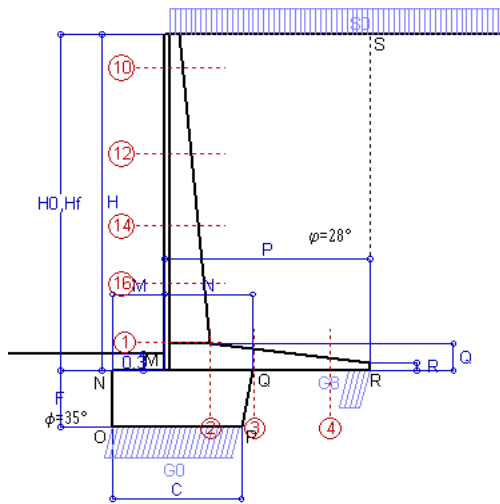
K<sub>0</sub> = 0.321

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ <sub>a</sub>	calcestr. σ <sub>c</sub>	ricoprim. C+Φ <sub>staffe</sub>	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	195.2	60.2	100.6	119.4	81.1	73.2	20.80	4.59	125	4.33	40	<b>0.085</b>
2	126.8	0.0	156.4	125.0	48.0	41.6	28.84	6.16	114	5.54	52	<b>0.000</b>
3	61.5	0.0	108.8	125.0	39.3	32.9	27.01	6.16	75	4.03	52	<b>0.000</b>
4	-26.5	0.0	0.0	125.0	25.5	19.1	11.52	6.16	218	8.19	52	<b>0.000</b>
10	0.3	2.6	1.2	112.9	31.9	26.4	6.28	4.59	1	0.07	38	<b>0.000</b>
12	12.0	13.7	15.4	115.1	47.1	40.3	9.42	4.59	29	1.02	38	<b>0.000</b>
14	49.2	28.2	40.0	117.0	60.1	51.4	12.57	4.59	73	2.39	38	<b>0.000</b>
16	108.0	43.1	67.7	118.4	70.4	62.0	18.25	4.59	93	3.27	38	<b>0.049</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.  
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Compilato da Dott. Ing. Silvio Feno  
 con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.6

Norma: Italia D.M 17/1/2018



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 2.95^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.05$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.025$

**Dati**

- $H_m = 6.00$  m
- $C = 2.25$  m
- $F = 1.00$  m
- $M = 0.90$  m
- $N = 1.55$  m
- $P = 3.60$  m
- $Q = 0.48$  m
- $U_1 = 0.0$  m
- $R = 0.15$  m

**Acceleraz orizz. al suolo**  
**Prefabbricato tipo u60NM**

- Altezza della terra contro il pannello
- Sovraccarico sul rilevato (20%)
- Angolo d'attrito della terra . . . . .
- Coefficiente d'attrito della fondazione
- Accelerazione massima locale
- Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
- Pendenza del rilevato vicino al muro
- Pendenza del rilevato lontano dal muro

- $a_g/g = 0.0826$
- $H_0 = 6.00$  m
- $H = 6.00$  m
- $S_0 = 4.0$  kN/m<sup>2</sup>
- $\varphi = 28^\circ$
- $R_0 = 0.700$
- $a_{max}/g = 0.132$
- $\beta_m = 0.38$
- $l_9 = 0.0\%$
- $l_8 = 0.0\%$

**Calcolo delle azioni sul terreno**

- Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma)  $K_1 = 0.370$
- agente su una sezione ideale R-S di altezza  $H = 6.00$  m
- Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  $O_3 = 7.81^\circ$
- Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.280$
- Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  $K_p = 3.59$
- (Dati:  $\phi = 35.00^\circ$   $\epsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

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

	COMPONENTI		ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti	Forze	Momenti
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	118.6	355.9	16.3	73.2		
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	8.8	35.2	1.2	5.4		
Peso struttura (parete+platea) x 1	2.7	6.0	52.1	104.2		
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	17.6	73.7	355.5	986.3		
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.5	0.8	0.0	0.0		
Peso della fondazione x 1	2.9	1.5	57.3	67.3		
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-30.3*	-13.1*	0.0*	0.0*		
<i>*non sommati</i>						
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 153.2</b>	<b>M<sub>9</sub> = 473.1</b>	<b>P<sub>9</sub> = 482.4</b>	<b>M<sub>8</sub> = 1 236.4</b>		

**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:  $G_8 = 79.6$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.37$  m
- Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 402.8$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 2.25$  m
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_f = 0.179$  MPa
- OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 14.3^\circ$

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo  $R_d = (482.4 * 0.7 + 30.3) / 1.0 = 368.1 > E_d = 153.2$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione:      Lato valle (punto M)  $G_6 = 222$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 124$  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  $7.50$   
 $K_0 = 0.356$

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	d	B5	$b_w$	staffe	X1	A1	A2	A4	$M_{Rd}$	$V_{Rd}$
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	$\alpha^\circ, ctg\Theta$	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN
1	243.8	<b>243.8</b>	66.9	<b>89.5</b>	81.1	73.2	119.4	19.4	45°, 1.0	7.38	20.80	4.59	8.58	<b>590.0</b>	<b>281.0</b>
2	164.5	<b>164.5</b>	0.0	<b>144.6</b>	48.0	41.6	125.0	125.0	45°, 1.0	8.23	28.84	6.16	15.10	<b>431.0</b>	<b>312.9</b>
3	107.5	<b>107.5</b>	0.0	<b>96.8</b>	39.3	32.9	125.0	125.0	-	7.40	27.01	6.16	10.71	<b>314.0</b>	<b>222.6</b>
4	-16.6	<b>-16.6</b>	0.0	<b>12.9</b>	23.3	16.9	125.0	125.0	-	4.26	10.43	6.16	0.00	<b>-53.4</b>	<b>104.6</b>
10	0.7	<b>1.0</b>	3.0	<b>2.3</b>	31.9	26.4	112.9	12.9	73°, 1.0	2.88	6.28	4.59	3.96	<b>66.0</b>	<b>44.5</b>
12	17.7	<b>20.6</b>	15.5	<b>17.1</b>	47.1	40.3	115.1	15.1	73°, 1.0	3.88	9.42	4.59	3.96	<b>146.4</b>	<b>63.7</b>
14	65.7	<b>74.5</b>	31.6	<b>38.6</b>	60.1	51.4	117.0	17.0	73°, 1.0	4.89	12.57	4.59	3.96	<b>249.3</b>	<b>76.7</b>
16	138.3	<b>155.7</b>	48.1	<b>61.9</b>	70.4	62.0	118.4	18.4	73°, 1.0	6.37	18.25	4.59	5.07	<b>435.7</b>	<b>118.5</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

07/12/23

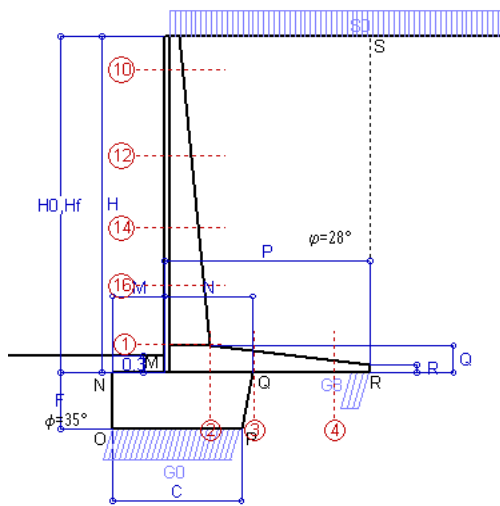
Compilato da Dott. Ing. Silvio Feno

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.6

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 17/1/2018



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 4.47^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.075$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.038$

**Dati**

- $H_m = 6.00$  m
- $C = 2.25$  m
- $F = 1.00$  m
- $M = 0.90$  m
- $N = 1.55$  m
- $P = 3.60$  m
- $Q = 0.48$  m
- $U_1 = 0.0$  m
- $R = 0.15$  m

**Acceleraz orizz. al suolo**  
**Prefabbricato tipo u60NM**

- Altezza della terra contro il pannello
- Sovraccarico sul rilevato (20%)
- Angolo d'attrito della terra . . . . .
- Coefficiente d'attrito della fondazione
- Accelerazione massima locale
- Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
- Pendenza del rilevato vicino al muro
- Pendenza del rilevato lontano dal muro

- $a_g/g = 0.0826$
- $H_0 = 6.00$  m
- $H = 6.00$  m
- $S_0 = 4.0$  kN/m<sup>2</sup>
- $\varphi = 28^\circ$
- $R_0 = 0.700$
- $a_{max}/g = 0.132$
- $\beta_m = 0.57$
- $I_9 = 0.0\%$
- $I_8 = 0.0\%$

**Calcolo delle azioni sul terreno**

- Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma)  $K_1 = 0.380$
- agente su una sezione ideale R-S di altezza  $H = 6.00$  m
- Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  $O_3 = 11.41^\circ$
- Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.299$
- Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  $K_p = 3.54$
- (Dati:  $\phi = 35.00^\circ$   $\epsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

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

	COMPONENTI		ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti	Forze	Momenti
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	120.8	362.3	24.4	109.6		
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	8.9	35.8	1.8	8.1		
Peso struttura (parete+platea) x 1	4.0	9.1	51.5	102.8		
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	26.3	110.4	351.0	973.7		
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.7	0.9	0.0	0.0		
Peso della fondazione x 1	4.4	2.2	56.5	66.5		
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-29.9*	-13.0*	0.0*	0.0*		
<i>*non sommati</i>						
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 167.2</b>	<b>M<sub>9</sub> = 520.7</b>	<b>P<sub>9</sub> = 485.2</b>	<b>M<sub>8</sub> = 1 260.7</b>		

**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:  $G_8 = 70.7$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.33$  m
- Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 414.4$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 2.25$  m
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_f = 0.184$  MPa
- OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 15.8^\circ$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $R_d = (1260.7 + 13) / 1.0 = 1273.7 > E_d = 520.7$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $R_d = (808.5) / 1.0 = 808.5 > E_d = 357.5$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 224$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 134$  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)  $K_0 = 0.376$

Freccia in cima al pannello mm      8.03

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	d	B5	$b_w$	staffe	X1	A1	A2	A4	$M_{Rd}$	$V_{Rd}$
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	$\alpha^\circ, ctg(\Theta)$	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN
1	258.7	<b>258.7</b>	69.2	<b>94.8</b>	81.1	73.2	119.4	19.4	45°, 1.0	7.39	20.80	4.59	8.58	<b>590.5</b>	<b>279.2</b>
2	184.0	<b>184.0</b>	0.0	<b>150.5</b>	48.0	41.6	125.0	125.0	45°, 1.0	8.23	28.84	6.16	15.10	<b>431.0</b>	<b>312.9</b>
3	127.7	<b>127.7</b>	0.0	<b>101.0</b>	39.3	32.9	125.0	125.0	-	7.40	27.01	6.16	10.71	<b>314.0</b>	<b>222.6</b>
4	-12.9	<b>-12.9</b>	0.0	<b>10.7</b>	22.4	16.0	125.0	125.0	-	4.24	9.95	6.16	0.00	<b>-51.1</b>	<b>98.6</b>
10	0.8	<b>1.0</b>	3.1	<b>2.5</b>	31.9	26.4	112.9	12.9	73°, 1.0	2.88	6.28	4.59	3.96	<b>66.0</b>	<b>44.4</b>
12	18.9	<b>22.0</b>	15.9	<b>18.2</b>	47.1	40.3	115.1	15.1	73°, 1.0	3.88	9.42	4.59	3.96	<b>146.5</b>	<b>63.3</b>
14	69.9	<b>79.3</b>	32.5	<b>41.0</b>	60.1	51.4	117.0	17.0	73°, 1.0	4.90	12.57	4.59	3.96	<b>249.4</b>	<b>75.9</b>
16	146.9	<b>165.4</b>	49.7	<b>65.6</b>	70.4	62.0	118.4	18.4	73°, 1.0	6.37	18.25	4.59	5.07	<b>436.0</b>	<b>117.4</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2  $Med=Medu$  perché  $ctg(\alpha)=ctg(\theta)=1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a1=0$  perché il momento flettente è già massimo



**Prefabbricato tipo u60NM**
**Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970** (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

**Dati geotecnici del terreno di fondazione:**

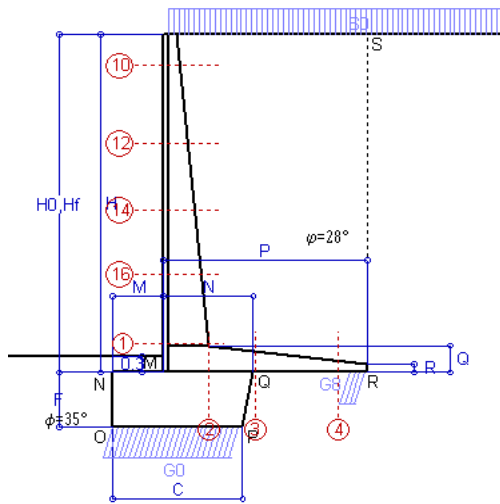
	Natura di terreno di fondazione				
$\phi$	Angolo d'attrito nominale	gradi	35.0°	$\phi = \text{rad}$	0.6109
c	Coesione drenata	kN/m <sup>2</sup>	0		
$\gamma$	Peso specifico	kN/m <sup>3</sup>	20.00		
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\varepsilon = \text{rad}$	0.0000

**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)			Scheda 1	Sisma
<b>Carichi agenti sulla fondazione:</b>				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	616.2	402.8
$\beta$	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	17.23°	14.28°
H	Componente orizzontale = G0 * tan( $\beta$ )	kN/m	191.1	102.6
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	2.25	2.25
<b>Dati influenzati dal tipo di verifica:</b>				
$\Phi$	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.6109	0.6109
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1.13	1.13
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1.30	1.30
<b>Termini della formula di Brinck-Hansen</b>				
<b>Profondità</b>	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m <sup>2</sup>	<b>472.66</b>	<b>537.59</b>
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		33.30	33.30
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	$i_q = (1 - H / N)^2$		0.48	0.56
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	<b>0.974</b>
<b>Coesione</b>	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m <sup>2</sup>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		46.12	46.12
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	1.15
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	0.54
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	<b>0.983</b>
<b>Superficie</b>	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m <sup>2</sup>	<b>354.84</b>	<b>436.06</b>
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		48.03	48.03
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	$i_\gamma = (1 - H / N)m + 1$		0.33	0.41
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	<b>0.974</b>
<b>Verifica della capacità portante</b>				
Q <sub>LIM</sub>	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.828	0.974
$\gamma_R$	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
<b>C<sub>p</sub></b>	<b>Capacità portante, tenuto conto di <math>\gamma_R</math></b>	<b>kN</b>	<b>1329.9</b>	<b>1825.6</b>
G <sub>0</sub>	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	616.2	402.8
<b>La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)</b>				

RFI Genova - RFI Genova - Linea Ovada-Genova. Messa in sicurezza del versante in frana della stazione di Mele - Mele (GE)  
 Impresa: MICOS SpA



**Dati**

$H_m = 6.50$ m	<b>Prefabbricato tipo u65NM</b>	$H_0 = 6.50$ m
$C = 2.45$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.50$ m
$F = 1.05$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 0.95$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 28.00^\circ$
$N = 1.70$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 3.85$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.51$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.700$
$R = 0.15$ 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)	$K_1 = 0.361$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 6.50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.251$

**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	178.5	574.1	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	70.4	302.7	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	78.0	166.6
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	644.9	1 895.7
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	3.2	1.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	87.0	111.0
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b><math>S_9 = 252.1</math></b>	<b><math>M_9 = 877.9</math></b>	<b><math>P_9 = 809.9</math></b>	<b><math>M_8 = 2 173.3</math></b>

**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:	$G_8 = 98.2$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.32$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 711.7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.45$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.291$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 17.3^\circ$
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo		$R_d = (809.9 * 0.7) / 1.1 = 515.6$	$> E_d = 252.1$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		$R_d = (2173.3) / 1.15 = 1889.8$	$> E_d = 877.9$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		$R_d = (1375.5) / 1.15 = 1196.1$	$> E_d = 615.5$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione:	Lato valle (punto M) $G_6 = 391$ kN	Lato monte (punto Q) $G_7 = 234$ kN	

**Verifica delle sezioni allo s.l.u.**

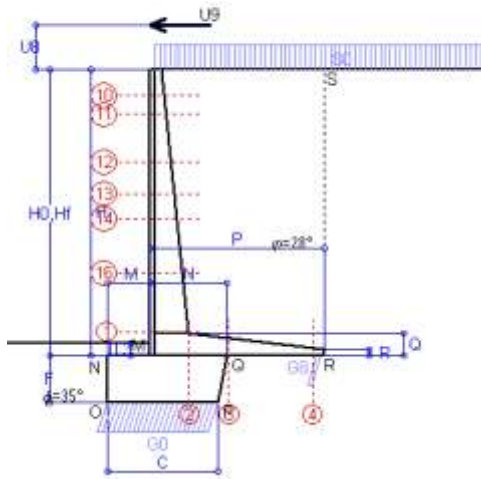
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.321$  Freccia in cima al pannello mm  $17.51$

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 $\alpha^\circ, ctg(\ominus)$	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 <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	526.5	<b>526.5</b>	112.4	<b>154.4</b>	85.6	77.7	119.4	19.4	45°, 1.0	8.21	23.31	4.59	9.79	<b>710.0</b>	<b>328.2</b>
2	380.2	<b>380.2</b>	0.0	<b>288.0</b>	51.5	45.1	125.0	125.0	45°, 1.0	9.07	32.77	7.10	16.86	<b>529.7</b>	<b>378.6</b>
3	262.6	<b>262.6</b>	0.0	<b>169.3</b>	41.2	34.8	125.0	125.0	-	7.98	30.06	7.10	11.03	<b>368.8</b>	<b>236.7</b>
4	-14.0	<b>-14.0</b>	0.0	<b>12.6</b>	21.7	15.3	125.0	125.0	-	4.36	10.22	7.10	0.00	<b>-53.3</b>	<b>96.2</b>
10	2.6	<b>3.4</b>	5.7	<b>7.6</b>	31.7	26.2	112.8	12.8	73°, 1.0	2.88	6.28	4.59	3.96	<b>65.8</b>	<b>41.7</b>
12	41.1	<b>47.0</b>	25.6	<b>33.6</b>	46.7	39.9	114.8	14.8	73°, 1.0	3.91	9.42	4.59	3.96	<b>146.0</b>	<b>58.7</b>
14	129.3	<b>146.7</b>	49.0	<b>64.7</b>	59.6	50.9	116.5	16.5	73°, 1.1	4.96	12.57	4.59	3.96	<b>249.3</b>	<b>74.9</b>
16	281.8	<b>317.6</b>	77.3	<b>103.9</b>	71.9	63.6	118.2	18.2	73°, 1.1	6.78	19.51	4.59	5.07	<b>481.8</b>	<b>120.3</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2  $Med=Medu$  perché  $ctg(\alpha)=ctg(\beta)=1$ ; nelle sezioni 3 e 4  $a1=0$  perché il momento flettente è già massimo



**Dati**

$H_m = 6.50$ m	<b>Prefabbricato tipo u65NM</b>	$H_0 = 6.50$ m
$C = 2.45$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.50$ m
$F = 1.05$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 0.95$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 28^\circ$
$N = 1.70$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 3.85$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.51$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_v = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 20$ kN/cad
$V_8 = 0.00$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 0$ 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) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.361$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 6.50$ m
	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.251$

**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	137.3	441.6	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	46.9	201.8	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	60.0	128.1
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	0.0	0.0	484.3	1 424.2
Forze concentrate (U9+V9) x 1	16.0	136.8	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	66.9	85.4
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 202.7</b>	<b>M<sub>9</sub> = 781.1</b>	<b>P<sub>9</sub> = 611.2</b>	<b>M<sub>8</sub> = 1 637.7</b>

**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:	$G_8 = 34.2$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.15$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 577.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.45$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.235$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 18.3^\circ$
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (611.2 * 0.7) / 1.1 = 389.1$	$> Ed = 202.7$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (1637.7) / 1.15 = 1424.1$	$> Ed = 781.1$
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (1035.3) / 1.15 = 900.2$	$> Ed = 570$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione:	Lato valle (punto M) $G_6 = 312$ kN	Lato monte (punto Q) $G_7 = 198$ kN	

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

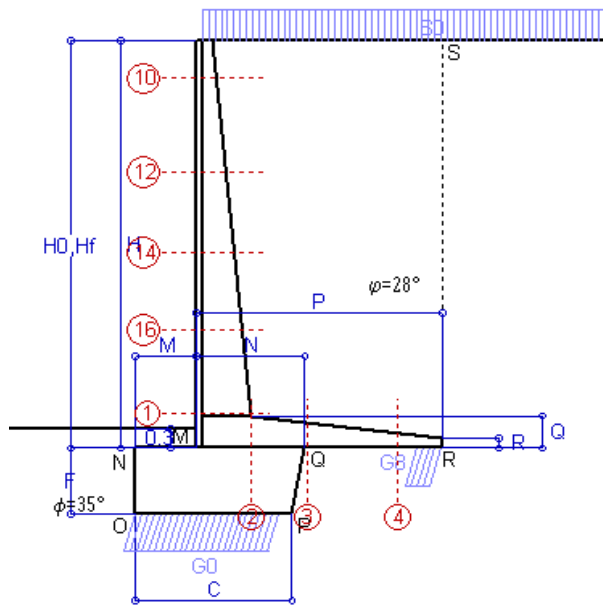
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)  $K_0 = 0.321$  Freccia in cima al pannello mm  $22.66$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>Edu</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b <sub>w</sub> larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg(\circ)$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricen- trico	V <sub>Rd</sub>	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN		
1	521.7	<b>521.7</b>	84.1	<b>116.2</b>	85.6	77.7	119.4	19.4	45°, 1.0	8.09	23.31	4.59	9.79	<b>703.2</b>	<b>340.7</b>	
2	401.8	<b>401.8</b>	0.0	<b>278.1</b>	51.5	45.1	125.0	125.0	45°, 1.0	9.07	32.77	7.10	16.86	<b>529.7</b>	<b>378.6</b>	
3	293.4	<b>293.4</b>	0.0	<b>140.8</b>	41.2	34.8	125.0	125.0	-	7.98	30.06	7.10	11.03	<b>368.8</b>	<b>236.7</b>	
4	-2.3	<b>-2.3</b>	0.0	<b>2.8</b>	18.1	11.6	125.0	125.0	-	4.15	8.09	7.10	0.00	<b>-42.3</b>	<b>80.3</b>	
10	33.8	<b>36.0</b>	4.2	<b>12.5</b>	31.7	26.2	112.8	12.8	73°, 1.0	2.88	6.28	4.59	3.96	<b>65.7</b>	<b>42.9</b>	
11	46.0	<b>49.1</b>	7.7	<b>15.8</b>	36.0	30.5	113.4	13.4	73°, 1.0	3.00	6.28	4.59	3.96	<b>75.6</b>	<b>49.0</b>	
12	90.9	<b>97.6</b>	18.9	<b>27.9</b>	46.7	39.9	114.8	14.8	73°, 1.0	3.88	9.42	4.59	3.96	<b>145.3</b>	<b>61.6</b>	
13	135.0	<b>145.4</b>	28.0	<b>39.2</b>	53.9	46.4	115.8	15.8	73°, 1.0	4.32	10.42	4.59	3.96	<b>187.4</b>	<b>69.5</b>	
14	180.2	<b>194.4</b>	36.4	<b>49.3</b>	59.6	50.9	116.5	16.5	73°, 1.0	4.90	12.57	4.59	3.96	<b>247.5</b>	<b>74.5</b>	
16	316.2	<b>343.1</b>	57.6	<b>78.1</b>	71.9	63.6	118.2	18.2	73°, 1.0	6.70	19.51	4.59	5.07	<b>478.1</b>	<b>119.3</b>	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Impresa: MICOS SpA



**Dati**

$H_m = 6.50$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> <b>u65NM</b>	$H_0 = 6.50$ m
$C = 2.45$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.50$ m
$F = 1.05$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 28^\circ$
$M = 0.95$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.70$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 3.85$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.51$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

**Verifica statica**

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.361$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 6.50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.251$

**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
137.28	441.59	0.00	0.00
46.93	201.82	0.00	0.00
0.00	0.00	60.00	128.14
0.00	0.00	484.25	1 424.16
2.49	0.87	0.00	0.00
0.00	0.00	66.94	85.39
<b><math>S_9 = 186.70</math></b>	<b><math>M_9 = 644.28</math></b>	<b><math>P_9 = 611.19</math></b>	<b><math>M_8 = 1 637.69</math></b>

- 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' = 2.301
- GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.292
- Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 93.88$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio .  $Q_8 = 0.40$  m
- Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 517.31$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. .  $C_8 = 2.29$  m
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.226$  MPa
- OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 17.0^\circ$

**Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>**

Freccia in cima al pannello mm 11.84

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

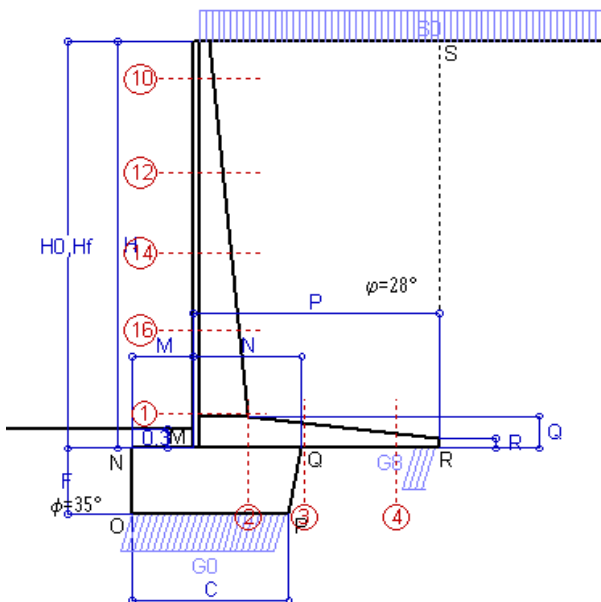
$K_0 = 0.321$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	385.9	84.1	163.4	119.4	85.6	77.7	23.31	4.59	212	7.44	40	<b>0.166</b>
2	256.9	0.0	293.0	125.0	51.5	45.1	32.77	7.10	189	9.34	52	<b>0.258</b>
3	153.5	0.0	179.4	125.0	41.2	34.8	30.06	7.10	160	8.78	52	<b>0.198</b>
4	-17.5	0.0	0.0	125.0	23.6	17.1	11.28	7.10	139	6.02	52	<b>0.000</b>
10	1.8	4.2	5.8	112.8	31.7	26.2	6.28	4.59	10	0.38	38	<b>0.000</b>
12	29.1	18.9	31.1	114.8	46.7	39.9	9.42	4.59	76	2.42	38	<b>0.000</b>
14	92.9	36.4	64.9	116.5	59.6	50.9	12.57	4.59	144	4.53	38	<b>0.102</b>
16	204.9	57.6	108.2	118.2	71.9	63.6	19.51	4.59	165	5.75	38	<b>0.121</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Impresa: MICOS SpA



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 <sub>m</sub> = 6.50 m	<b>Prefabbricato tipo</b> <b>u65NM</b>	H <sub>0</sub> = 6.50 m
C = 2.45 m	Altezza della terra contro il pannello	H = 6.50 m
F = 1.05 m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	φ = 28°
M = 0.95 m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	S <sub>0</sub> = 15.0 kN/m <sup>2</sup>
N = 1.70 m	Peso specifico della terra . . . . .	P <sub>0</sub> = 18.0 kN/m <sup>3</sup>
P = 3.85 m	Peso specifico del calcestruzzo . .	Q <sub>0</sub> = 25.0 kN/m <sup>3</sup>
Q = 0.51 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	R <sub>0</sub> = 0.70

**Verifica statica**

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) K<sub>1</sub> = 0.361  
 agente su una sezione ideale R-S di altezza H<sub>3</sub> = 6.50 m  
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) K<sub>3</sub> = 0.251

**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
137.28	441.59	0.00	0.00
35.20	151.36	0.00	0.00
0.00	0.00	60.00	128.14
0.00	0.00	465.00	1 368.82
2.49	0.87	0.00	0.00
0.00	0.00	66.94	85.39
<b>S<sub>9</sub> = 174.97</b>	<b>M<sub>9</sub> = 593.83</b>	<b>P<sub>9</sub> = 591.94</b>	<b>M<sub>8</sub> = 1 582.34</b>

GRADO di stabilità al ribaltamento η<sub>rib</sub> = valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.424  
 GRADO di stabilità allo scorrimento η<sub>scorr</sub> = (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . = 2.369  
 Carico sul terreno sotto la platea: G<sub>8</sub> = 88.30 kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . Q<sub>8</sub> = 0.38 m  
 Carico sul terreno della fondazione: G<sub>0</sub> = 503.64 kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . C<sub>8</sub> = 2.42 m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . . σ<sub>t</sub> = 0.208 MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . . β = 16.5°

**Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>**

Freccia in cima al pannello mm 10.62

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

K<sub>0</sub> = 0.321

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ <sub>a</sub>	calcestr. σ <sub>c</sub>	ricoprim. C+Φ <sub>staffe</sub>	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	351.8	80.4	152.2	119.4	85.6	77.7	23.31	4.59	193	6.79	40	<b>0.149</b>
2	238.7	0.0	267.1	125.0	51.5	45.1	32.77	7.10	175	8.68	52	<b>0.231</b>
3	153.5	0.0	176.8	125.0	41.2	34.8	30.06	7.10	160	8.78	52	<b>0.198</b>
4	-16.7	0.0	0.0	125.0	23.3	16.9	11.14	7.10	135	5.86	52	<b>0.000</b>
10	1.4	3.8	4.7	112.8	31.7	26.2	6.28	4.59	8	0.30	38	<b>0.000</b>
12	24.7	17.5	27.1	114.8	46.7	39.9	9.42	4.59	64	2.06	38	<b>0.000</b>
14	81.6	34.2	58.5	116.5	59.6	50.9	12.57	4.59	126	3.99	38	<b>0.082</b>
16	183.9	54.7	99.4	118.2	71.9	63.6	19.51	4.59	148	5.17	38	<b>0.105</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Impresa: MICOS SpA

**Dati**

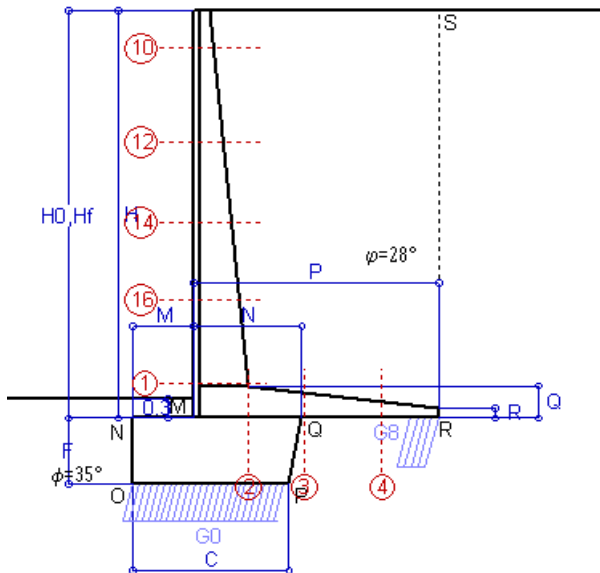
$H_m = 6.50$ m	<b>Prefabbricato tipo</b> <b>u65NM</b>	$H_0 = 6.50$ m
$C = 2.45$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.50$ m
$F = 1.05$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 28^\circ$
$M = 0.95$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 0.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.70$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 3.85$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.51$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

**Verifica statica**

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.361$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 6.50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.251$

**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
137.28	441.59	0.00	0.00
0.00	0.00	60.00	128.14
0.00	0.00	407.25	1 202.79
2.49	0.87	0.00	0.00
0.00	0.00	66.94	85.39
<b>S<sub>9</sub> = 139.77</b>	<b>M<sub>9</sub> = 442.46</b>	<b>P<sub>9</sub> = 534.19</b>	<b>M<sub>8</sub> = 1 416.31</b>



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**

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.982  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . = 2.676  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 103.77$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio  $Q_8 = 0.44$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 430.41$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio.  $C_8 = 2.45$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.176$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 14.7^\circ$

**Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>**

Freccia in cima al pannello mm 6.81

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

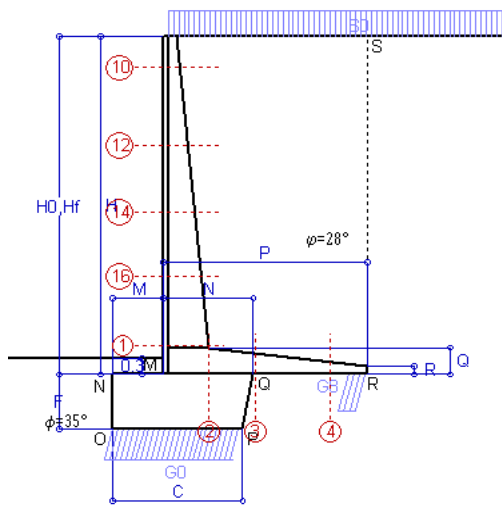
$K_0 = 0.321$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricoprim. C+ $\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	249.5	69.0	118.6	119.4	85.6	77.7	23.31	4.59	135	4.86	40	<b>0.095</b>
2	162.2	0.0	189.4	125.0	51.5	45.1	32.77	7.10	119	5.89	52	<b>0.110</b>
3	83.0	0.0	128.9	125.0	41.2	34.8	30.06	7.10	87	4.75	52	<b>0.000</b>
4	-28.9	0.0	0.0	125.0	25.9	19.4	12.64	7.10	206	8.17	52	<b>0.000</b>
10	0.3	2.6	1.2	112.8	31.7	26.2	6.28	4.59	1	0.07	38	<b>0.000</b>
12	11.6	13.5	15.1	114.8	46.7	39.9	9.42	4.59	29	1.00	38	<b>0.000</b>
14	47.7	27.7	39.2	116.5	59.6	50.9	12.57	4.59	72	2.36	38	<b>0.000</b>
16	120.8	45.8	73.0	118.2	71.9	63.6	19.51	4.59	95	3.43	38	<b>0.053</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.  
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Compilato da Dott. Ing. Silvio Feno  
 con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.6

Norma: Italia D.M 17/1/2018



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 2.95^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.05$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.025$

**Dati**

- $H_m = 6.50$  m
- $C = 2.45$  m
- $F = 1.05$  m
- $M = 0.95$  m
- $N = 1.70$  m
- $P = 3.85$  m
- $Q = 0.51$  m
- $U_1 = 0.0$  m
- $R = 0.15$  m

**Acceleraz orizz. al suolo**  
**Prefabbricato tipo u65NM**

- Altezza della terra contro il pannello
- Sovraccarico sul rilevato (20%)
- Angolo d'attrito della terra . . . . .
- Coefficiente d'attrito della fondazione
- Accelerazione massima locale
- Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
- Pendenza del rilevato vicino al muro
- Pendenza del rilevato lontano dal muro

- $a_g/g = 0.0826$
- $H_0 = 6.50$  m
- $H = 6.50$  m
- $S_0 = 4.0$  kN/m<sup>2</sup>
- $\varphi = 28^\circ$
- $R_0 = 0.700$
- $a_{max}/g = 0.132$
- $\beta_m = 0.38$
- $l_g = 0.0\%$
- $l_b = 0.0\%$

**Calcolo delle azioni sul terreno**

- Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma)  $K_1 = 0.370$
- agente su una sezione ideale R-S di altezza  $H = 6.50$  m
- Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  $O_3 = 7.81^\circ$
- Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.283$
- Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  $K_p = 3.59$
- (Dati:  $\phi = 35.00^\circ$   $\epsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

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

	COMPONENTI		ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti	Forze	Momenti
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	139.2	447.8	19.1	91.6		
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	9.5	40.9	1.3	6.3		
Peso struttura (parete+platea) x 1	3.0	7.2	58.5	124.9		
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	20.4	92.1	412.0	1 215.8		
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.8	1.0	0.0	0.0		
Peso della fondazione x 1	3.4	1.8	65.3	83.2		
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-32.7*	-14.7*	0.0*	0.0*		
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 178.4</b>	<b>M<sub>9</sub> = 590.8</b>	<b>P<sub>9</sub> = 556.2</b>	<b>M<sub>8</sub> = 1 521.8</b>		

**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:  $G8 = 84.8$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.36$  m
- Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G0 = 471.4$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 2.45$  m
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_f = 0.192$  MPa
- OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 14.7^\circ$

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo  $R_d = (556.2 * 0.7 + 32.7) / 1.0 = 422.2 > E_d = 178.4$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione:      Lato valle (punto M)  $G6 = 257$  kN      Lato monte (punto Q)  $G7 = 149$  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  $9.48$   
 $K_0 = 0.356$

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 compreso	$b_w$ larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	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 <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN
1	308.8	<b>308.8</b>	76.7	<b>103.9</b>	85.6	77.7	119.4	19.4	45°, 1.0	8.05	23.31	4.59	9.79	<b>701.5</b>	<b>342.0</b>
2	212.8	<b>212.8</b>	0.0	<b>171.9</b>	51.5	45.1	125.0	125.0	45°, 1.0	9.07	32.77	7.10	16.86	<b>529.7</b>	<b>378.6</b>
3	139.4	<b>139.4</b>	0.0	<b>110.2</b>	41.2	34.8	125.0	125.0	-	7.98	30.06	7.10	11.03	<b>368.8</b>	<b>236.7</b>
4	-17.5	<b>-17.5</b>	0.0	<b>14.0</b>	23.5	17.0	125.0	125.0	-	4.44	11.23	7.10	0.00	<b>-58.4</b>	<b>105.1</b>
10	0.7	<b>1.0</b>	3.0	<b>2.3</b>	31.7	26.2	112.8	12.8	73°, 1.0	2.87	6.28	4.59	3.96	<b>65.7</b>	<b>44.2</b>
12	17.1	<b>19.9</b>	15.2	<b>16.8</b>	46.7	39.9	114.8	14.8	73°, 1.0	3.87	9.42	4.59	3.96	<b>145.0</b>	<b>63.1</b>
14	63.9	<b>72.4</b>	31.0	<b>37.9</b>	59.6	50.9	116.5	16.5	73°, 1.0	4.88	12.57	4.59	3.96	<b>246.7</b>	<b>76.0</b>
16	154.0	<b>173.2</b>	51.1	<b>66.2</b>	71.9	63.6	118.2	18.2	73°, 1.0	6.67	19.51	4.59	5.07	<b>476.9</b>	<b>120.8</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

07/12/23

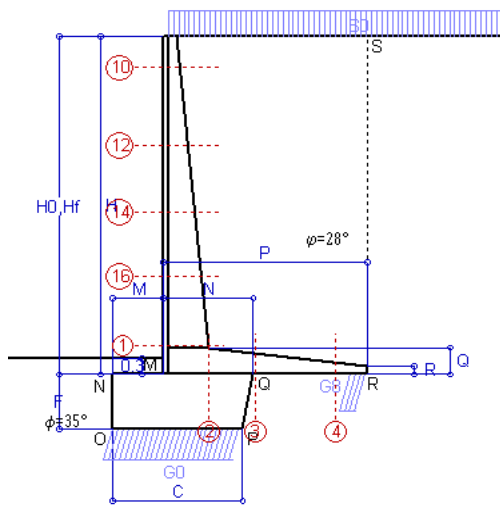
Compilato da Dott. Ing. Silvio Feno

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.6

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 17/1/2018



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 4.47^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.075$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.038$

**Dati**

- $H_m = 6.50$  m
- $C = 2.45$  m
- $F = 1.05$  m
- $M = 0.95$  m
- $N = 1.70$  m
- $P = 3.85$  m
- $Q = 0.51$  m
- $U_1 = 0.0$  m
- $R = 0.15$  m

**Acceleraz orizz. al suolo**  
**Prefabbricato tipo u65NM**

- Altezza della terra contro il pannello
- Sovraccarico sul rilevato (20%)
- Angolo d'attrito della terra . . . . .
- Coefficiente d'attrito della fondazione
- Accelerazione massima locale
- Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
- Pendenza del rilevato vicino al muro
- Pendenza del rilevato lontano dal muro

- $a_g/g = 0.0826$
- $H_0 = 6.50$  m
- $H = 6.50$  m
- $S_0 = 4.0$  kN/m<sup>2</sup>
- $\varphi = 28^\circ$
- $R_0 = 0.700$
- $a_{max}/g = 0.132$
- $\beta_m = 0.57$
- $I_9 = 0.0\%$
- $I_8 = 0.0\%$

**Calcolo delle azioni sul terreno**

- Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma)  $K_1 = 0.380$
- agente su una sezione ideale R-S di altezza  $H = 6.50$  m
- Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  $O_3 = 11.41^\circ$
- Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.302$
- Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  $K_p = 3.54$
- (Dati:  $\phi = 35.00^\circ$   $\epsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

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

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	141.7	455.9	28.6	137.3
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	9.7	41.7	2.0	9.4
Peso struttura (parete+platea) x 1	4.5	10.7	57.7	123.3
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	30.6	137.9	406.8	1 200.2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.0	1.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	5.0	2.7	64.4	82.2
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-32.2*	-14.5*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 194.6</b>	<b>M<sub>9</sub> = 650.0</b>	<b>P<sub>9</sub> = 559.5</b>	<b>M<sub>8</sub> = 1 552.3</b>

**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:  $G_8 = 74.4$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .  $Q_8 = 0.32$  m
- Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 485.1$  kN      Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .  $C_8 = 2.45$  m
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_f = 0.198$  MPa
- OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . .  $\beta = 16.2^\circ$
- Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $R_d = (1552.3 + 14.5) / 1.0 = 1566.8 > E_d = 650$
- Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $R_d = (999.8) / 1.0 = 999.8 > E_d = 450.4$
- Componenti verticali nel contatto platea-fondazione:      Lato valle (punto M)  $G_6 = 259$  kN      Lato monte (punto Q)  $G_7 = 162$  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  $10.15$   
 $K_0 = 0.376$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>EdU</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H	d	B5	b <sub>w</sub>	staffe	X1	A1	A2	A4	M <sub>Rd</sub>	V <sub>Rd</sub>
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	α°, ctg(θ)	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN
1	327.6	<b>327.6</b>	79.4	<b>110.1</b>	85.6	77.7	119.4	19.4	45°, 1.0	8.07	23.31	4.59	9.79	<b>702.1</b>	<b>340.0</b>
2	237.1	<b>237.1</b>	0.0	<b>179.0</b>	51.5	45.1	125.0	125.0	45°, 1.0	9.07	32.77	7.10	16.86	<b>529.7</b>	<b>378.6</b>
3	164.5	<b>164.5</b>	0.0	<b>114.7</b>	41.2	34.8	125.0	125.0	-	7.98	30.06	7.10	11.03	<b>368.8</b>	<b>236.7</b>
4	-13.3	<b>-13.3</b>	0.0	<b>11.4</b>	22.4	15.9	125.0	125.0	-	4.39	10.60	7.10	0.00	<b>-55.2</b>	<b>98.9</b>
10	0.8	<b>1.0</b>	3.1	<b>2.5</b>	31.7	26.2	112.8	12.8	73°, 1.0	2.87	6.28	4.59	3.96	<b>65.7</b>	<b>44.1</b>
12	18.3	<b>21.3</b>	15.6	<b>17.8</b>	46.7	39.9	114.8	14.8	73°, 1.0	3.87	9.42	4.59	3.96	<b>145.0</b>	<b>62.8</b>
14	68.0	<b>77.1</b>	32.0	<b>40.2</b>	59.6	50.9	116.5	16.5	73°, 1.0	4.88	12.57	4.59	3.96	<b>246.8</b>	<b>75.3</b>
16	163.6	<b>183.9</b>	52.7	<b>70.2</b>	71.9	63.6	118.2	18.2	73°, 1.0	6.68	19.51	4.59	5.07	<b>477.2</b>	<b>119.6</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.  
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione

**Prefabbricato tipo u65NM**
**Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970** (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

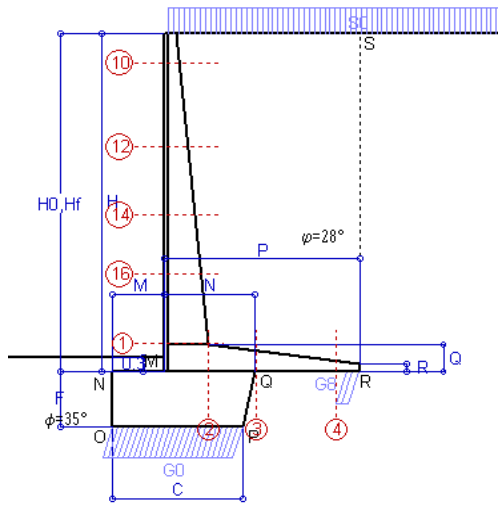
**Dati geotecnici del terreno di fondazione:**

	Natura di terreno di fondazione				
$\phi$	Angolo d'attrito nominale	gradi	35.0°	$\phi = \text{rad}$	0.6109
c	Coesione drenata	kN/m <sup>2</sup>	0		
$\gamma$	Peso specifico	kN/m <sup>3</sup>	20.00		
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)			Scheda 1	Sisma
<b>Carichi agenti sulla fondazione:</b>				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	711.7	471.4
$\beta$	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	17.29°	14.68°
H	Componente orizzontale = G0 * tan( $\beta$ )	kN/m	221.5	123.5
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	2.45	2.45
<b>Dati influenzati dal tipo di verifica:</b>				
$\Phi$	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.6109	0.6109
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1.23	1.23
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1.35	1.35
<b>Termini della formula di Brinck-Hansen</b>				
<b>Profondità</b>	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m <sup>2</sup>	<b>486.29</b>	<b>544.14</b>
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		33.30	33.30
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	1.14
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0.47	0.54
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	<b>0.974</b>
<b>Coesione</b>	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m <sup>2</sup>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		46.12	46.12
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	1.14
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	0.53
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	<b>0.983</b>
<b>Superficie</b>	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m <sup>2</sup>	<b>384.44</b>	<b>461.02</b>
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		48.03	48.03
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	$i_\gamma = (1 - H / N)m + 1$		0.33	0.40
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	<b>0.974</b>
<b>Verifica della capacità portante</b>				
Q <sub>LIM</sub>	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.871	1.005
$\gamma_R$	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
<b>C<sub>p</sub></b>	<b>Capacità portante, tenuto conto di <math>\gamma_R</math></b>	<b>kN</b>	<b>1523.8</b>	<b>2052.2</b>
G <sub>0</sub>	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	711.7	471.4
<b>La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)</b>				



**Dati**

H <sub>m</sub> = 7.00 m	<b>Prefabbricato tipo u70NM</b>	H <sub>0</sub> = 7.00 m
C = 2.65 m	Altezza della terra contro il pannello	H = 7.00 m
F = 1.15 m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	S <sub>0</sub> = 20.0 kN/m <sup>2</sup>
M = 1.05 m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	φ = 28.00°
N = 1.85 m	Peso specifico della terra . . . . .	P <sub>0</sub> = 18.0 kN/m <sup>3</sup>
P = 4.00 m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	Q <sub>0</sub> = 25.0 kN/m <sup>3</sup>
Q = 0.55 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	R <sub>0</sub> = 0.700
R = 0.15 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	I <sub>b</sub> = 0.0%

**Calcolo delle azioni sulla struttura**

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	K <sub>1</sub> = 0.361
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	H = 7.00 m
	O <sub>3</sub> = 0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	K <sub>3</sub> = 0.242

**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	207.0	721.0	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	75.8	352.5	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	86.3	196.7
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	713.1	2 222.7
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	3.7	1.4	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	103.7	144.0
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>g</sub> = 286.5</b>	<b>M<sub>g</sub> = 1 075.0</b>	<b>P<sub>g</sub> = 903.1</b>	<b>M<sub>g</sub> = 2 563.4</b>

**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 = 90.6 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	Q <sub>8</sub> = 0.28 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	G0 = 812.5 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	C <sub>8</sub> = 2.65 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			σ <sub>t</sub> = <b>0.307 MPa</b>
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			β = <b>17.6°</b>
<b>Scorrimento</b> sul piano di posa: verificato essendo		Rd = (903.1 * 0.7) / 1.1 = 574.9 > Ed = 286.5	
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto O: verificato essendo		Rd = (2563.4) / 1.15 = 2229.1 > Ed = 1075	
<b>Ribaltamento</b> rispetto al punto M: verificato essendo		Rd = (1580.1) / 1.15 = 1374.0 > Ed = 748.3	
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) G6 = 448 kN		Lato monte (punto Q) G7 = 260 kN	

**Verifica delle sezioni allo s.l.u.**

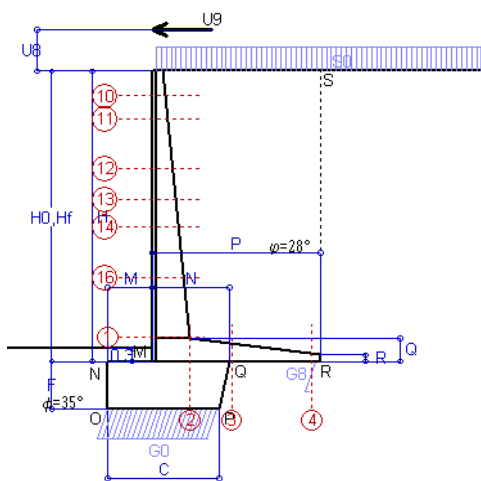
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) Freccia in cima al pannello mm 20.76  
K<sub>0</sub> = 0.321

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>EdU</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compreso	b <sub>w</sub> larghezza taglio	staffe α°, ctgΘ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricentrico	V <sub>Rd</sub>
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN
1	642.5	<b>642.5</b>	126.9	<b>174.7</b>	90.1	82.2	120.3	20.3	45°, 1.0	9.00	26.61	4.59	9.25	<b>856.8</b>	<b>321.8</b>
2	461.6	<b>461.6</b>	0.0	<b>329.7</b>	55.0	48.5	125.0	125.0	45°, 1.0	9.93	36.54	7.10	15.68	<b>634.2</b>	<b>378.6</b>
3	308.8	<b>308.8</b>	0.0	<b>179.0</b>	42.8	36.3	125.0	125.0	-	8.47	32.52	7.10	11.68	<b>414.4</b>	<b>247.5</b>
4	-11.6	<b>-11.6</b>	0.0	<b>11.5</b>	21.2	14.8	125.0	125.0	-	4.34	9.95	7.10	0.00	<b>-51.7</b>	<b>94.0</b>
10	2.6	<b>3.4</b>	5.7	<b>7.6</b>	31.6	26.1	112.8	12.8	73°, 1.0	2.98	6.94	4.59	3.96	<b>71.7</b>	<b>41.5</b>
12	53.6	<b>60.9</b>	29.7	<b>39.1</b>	49.1	42.3	115.3	15.3	73°, 1.0	4.17	10.36	4.59	3.96	<b>169.6</b>	<b>61.3</b>
14	168.0	<b>193.8</b>	57.1	<b>76.5</b>	63.2	56.1	117.2	17.2	73°, 1.2	5.66	15.21	4.59	3.96	<b>331.3</b>	<b>86.5</b>
16	341.1	<b>389.4</b>	86.6	<b>116.6</b>	75.4	67.0	118.9	18.9	73°, 1.2	7.50	22.81	4.59	5.07	<b>592.0</b>	<b>133.6</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione





**Dati**

$H_m = 7.00$ m	<b>Prefabbricato tipo u70NM</b>	$H_0 = 7.00$ m
$C = 2.65$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.00$ m
$F = 1.15$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 20.0$ kN/m <sup>2</sup>
$M = 1.05$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\varphi = 28^\circ$
$N = 1.85$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 4.00$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . . . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_y = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata . . . . .	$U_9 = 20$ kN/cad
$V_8 = 0.00$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 0$ 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) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.361$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 7.00$ m
	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.242$

**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	159.2	554.6	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	50.5	235.0	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	66.4	151.3
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	0.0	0.0	536.2	1 672.2
Forze concentrate (U9+V9) x 1	16.0	146.4	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.9	1.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	79.8	110.8
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 228.6</b>	<b>M<sub>9</sub> = 937.1</b>	<b>P<sub>9</sub> = 682.4</b>	<b>M<sub>8</sub> = 1 934.3</b>

**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:	$G_8 = 28.3$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.11$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 654.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.65$ m
TENSIONE unitaria sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . .			$\sigma_t = 0.247$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . .			$\beta = 18.5^\circ$

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo

$Rd = (682.4 * 0.7) / 1.1 = 434.4 > Ed = 228.6$

**Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo

$Rd = (1934.3) / 1.15 = 1682.0 > Ed = 937.1$

**Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo

$Rd = (1190.9) / 1.15 = 1035.5 > Ed = 676.4$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 357$  kN Lato monte (punto Q)  $G_7 = 218$  kN

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

Freccia in cima al pannello mm 25.70

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

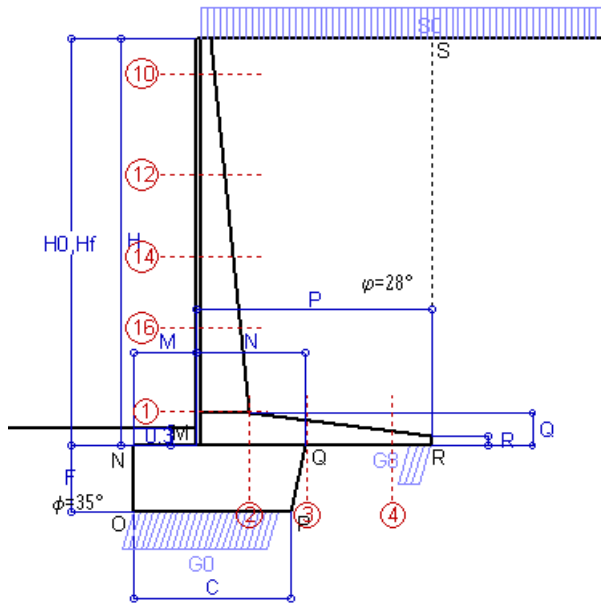
$K_0 = 0.321$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale	M <sub>EdU</sub> (1) sulla sez. traslata	N <sub>Ed</sub> (2)	V <sub>Ed</sub>	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b <sub>w</sub> larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\ominus$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M <sub>Rd</sub> baricen- trico	V <sub>Rd</sub>
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	kN.m	kN	
1	616.9	<b>616.9</b>	95.1	<b>131.3</b>	90.1	82.2	120.3	20.3	45°, 1.0	8.86	26.61	4.59	9.25	<b>848.6</b>	<b>335.9</b>
2	469.4	<b>469.4</b>	0.0	<b>308.9</b>	55.0	48.5	125.0	125.0	45°, 1.0	9.93	36.54	7.10	15.68	<b>634.2</b>	<b>378.6</b>
3	331.2	<b>331.2</b>	0.0	<b>146.9</b>	42.8	36.3	125.0	125.0	-	8.47	32.52	7.10	11.68	<b>414.4</b>	<b>247.5</b>
4	-1.5	<b>-1.5</b>	0.0	<b>2.1</b>	17.6	11.1	125.0	125.0	-	4.08	7.80	7.10	0.00	<b>-40.5</b>	<b>77.8</b>
10	33.8	<b>36.0</b>	4.2	<b>12.3</b>	31.6	26.1	112.8	12.8	73°, 1.0	2.97	6.94	4.59	3.96	<b>71.6</b>	<b>42.7</b>
11	50.2	<b>53.7</b>	8.8	<b>16.9</b>	37.1	31.6	113.6	13.6	73°, 1.0	3.15	6.94	4.59	3.96	<b>86.0</b>	<b>50.6</b>
12	104.9	<b>112.7</b>	21.9	<b>31.6</b>	49.1	42.3	115.3	15.3	73°, 1.0	4.14	10.36	4.59	3.96	<b>168.8</b>	<b>64.6</b>
13	156.8	<b>169.1</b>	32.2	<b>44.5</b>	56.6	49.1	116.3	16.3	73°, 1.0	4.61	11.40	4.59	3.96	<b>217.1</b>	<b>72.8</b>
14	215.9	<b>233.8</b>	42.4	<b>58.3</b>	63.2	56.1	117.2	17.2	73°, 1.0	5.59	15.21	4.59	3.96	<b>329.0</b>	<b>80.8</b>
16	366.9	<b>398.4</b>	64.7	<b>87.5</b>	75.4	67.0	118.9	18.9	73°, 1.0	7.41	22.81	4.59	5.07	<b>587.6</b>	<b>124.3</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Impresa: MICOS SpA



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 <sub>m</sub> = 7.00 m	<b>Prefabbricato tipo</b> u70NM	H <sub>0</sub> = 7.00 m
C = 2.65 m	Altezza della terra contro il pannello	H = 7.00 m
F = 1.15 m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	φ = 28°
M = 1.05 m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	S <sub>0</sub> = 20.0 kN/m <sup>2</sup>
N = 1.85 m	Peso specifico della terra . . . . .	P <sub>0</sub> = 18.0 kN/m <sup>3</sup>
P = 4.00 m	Peso specifico del calcestruzzo . .	Q <sub>0</sub> = 25.0 kN/m <sup>3</sup>
Q = 0.55 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	R <sub>0</sub> = 0.70

**Verifica statica**

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) K<sub>1</sub> = 0.361  
 agente su una sezione ideale R-S di altezza H<sub>3</sub> = 7.00 m  
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) K<sub>3</sub> = 0.242

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
159.22	554.60	0.00	0.00
50.54	235.03	0.00	0.00
0.00	0.00	66.38	151.34
0.00	0.00	536.21	1 672.24
2.88	1.10	0.00	0.00
0.00	0.00	79.78	110.77
<b>S<sub>9</sub> = 212.64</b>	<b>M<sub>9</sub> = 790.74</b>	<b>P<sub>9</sub> = 682.37</b>	<b>M<sub>8</sub> = 1 934.35</b>

GRADO di stabilità al ribaltamento η<sub>rib</sub> = valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.171  
 GRADO di stabilità allo scorrimento η<sub>scorr</sub> = (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.247  
 Carico sul terreno sotto la platea: G<sub>8</sub> = 94.90 kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . Q<sub>8</sub> = 0.38 m  
 Carico sul terreno della fondazione: G<sub>0</sub> = 587.47 kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . C<sub>8</sub> = 2.44 m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . . σ<sub>t</sub> = 0.241 MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . . β = 17.3°

**Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>**

Freccia in cima al pannello mm 14.13

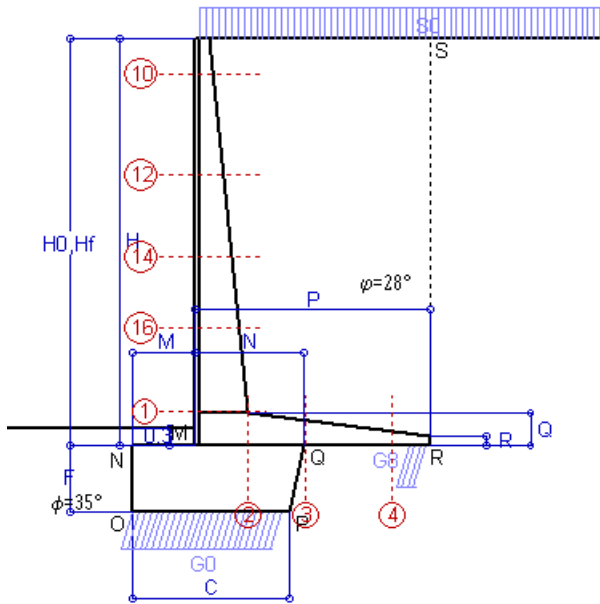
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) K<sub>0</sub> = 0.321

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ <sub>a</sub>	calcestr. σ <sub>c</sub>	ricopr. c+Φ <sub>staffe</sub>	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	472.2	95.1	186.4	120.3	90.1	82.2	26.61	4.59	215	7.97	40	<b>0.172</b>
2	310.1	0.0	340.7	125.0	55.0	48.5	36.54	7.10	190	9.60	52	<b>0.264</b>
3	172.7	0.0	193.8	125.0	42.8	36.3	32.52	7.10	160	8.96	52	<b>0.202</b>
4	-17.3	0.0	0.0	125.0	23.6	17.2	11.38	7.10	137	5.89	52	<b>0.000</b>
10	1.8	4.2	5.8	112.8	31.6	26.1	6.94	4.59	9	0.36	38	<b>0.000</b>
12	38.1	21.9	36.8	115.3	49.1	42.3	10.74	4.59	83	2.71	38	<b>0.039</b>
14	121.3	42.4	77.1	117.2	63.2	56.1	15.21	4.59	141	4.65	38	<b>0.104</b>
16	248.7	64.7	122.7	118.9	75.4	67.0	22.81	4.59	163	6.04	38	<b>0.122</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Impresa: MICOS SpA



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	<b>Prefabbricato tipo</b> u70NM	$H_0 = 7.00$ m
$C = 2.65$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.00$ m
$F = 1.15$ m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	$\phi = 28^\circ$
$M = 1.05$ m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	$S_0 = 15.0$ kN/m <sup>2</sup>
$N = 1.85$ m	Peso specifico della terra . . . . .	$P_0 = 18.0$ kN/m <sup>3</sup>
$P = 4.00$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m <sup>3</sup>
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

**Verifica statica**

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)  $K_1 = 0.361$   
 agente su una sezione ideale R-S di altezza  $H_3 = 7.00$  m  
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.242$

**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
159.22	554.60	0.00	0.00
37.91	176.27	0.00	0.00
0.00	0.00	66.38	151.34
0.00	0.00	516.21	1 611.24
2.88	1.10	0.00	0.00
0.00	0.00	79.78	110.77
<b>S<sub>9</sub> = 200.00</b>	<b>M<sub>9</sub> = 731.98</b>	<b>P<sub>9</sub> = 662.37</b>	<b>M<sub>8</sub> = 1 873.35</b>

GRADO di stabilità al ribaltamento  $\eta_{rib} =$  valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.283  
 GRADO di stabilità allo scorrimento  $\eta_{scorr} =$  (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.319  
 Carico sul terreno sotto la platea:  $G_8 = 89.51$  kN Larghezza dell'impronta d'appoggio .  $Q_8 = 0.36$  m  
 Carico sul terreno della fondazione:  $G_0 = 572.86$  kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. .  $C_8 = 2.57$  m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . .  $\sigma_t = 0.223$  MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . .  $\beta = 16.8^\circ$

**Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>**

Freccia in cima al pannello mm 12.73

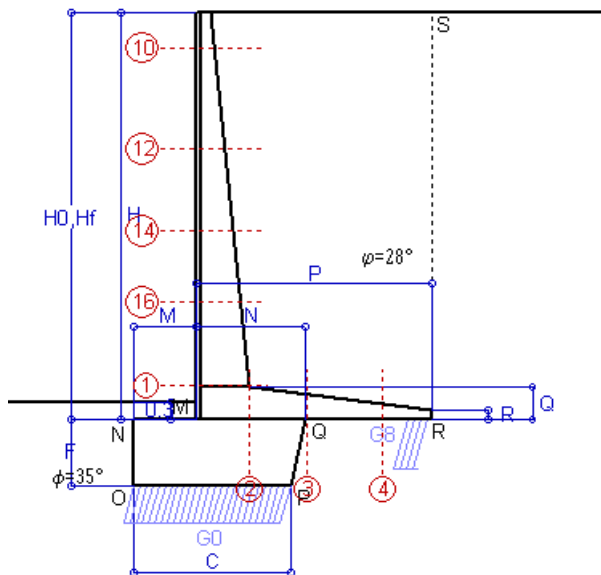
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)  $K_0 = 0.321$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio $\sigma_a$	calcestr. $\sigma_c$	ricopr. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	432.5	91.1	174.3	120.3	90.1	82.2	26.61	4.59	196	7.31	40	<b>0.155</b>
2	288.4	0.0	312.0	125.0	55.0	48.5	36.54	7.10	177	8.93	52	<b>0.238</b>
3	172.7	0.0	191.2	125.0	42.8	36.3	32.52	7.10	160	8.96	52	<b>0.202</b>
4	-16.4	0.0	0.0	125.0	23.4	16.9	11.23	7.10	132	5.73	52	<b>0.000</b>
10	1.4	3.8	4.7	112.8	31.6	26.1	6.94	4.59	7	0.29	38	<b>0.000</b>
12	32.6	20.4	32.3	115.3	49.1	42.3	10.74	4.59	70	2.33	38	<b>0.000</b>
14	107.3	40.0	69.9	117.2	63.2	56.1	15.21	4.59	125	4.12	38	<b>0.087</b>
16	224.3	61.5	113.2	118.9	75.4	67.0	22.81	4.59	146	5.46	38	<b>0.107</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Impresa: MICOS SpA



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 <sub>m</sub> = 7.00 m	<b>Prefabbricato tipo</b> u70NM	H <sub>0</sub> = 7.00 m
C = 2.65 m	Altezza della terra contro il pannello	H = 7.00 m
F = 1.15 m	Angolo d'attrito della terra . . . . .	φ = 28°
M = 1.05 m	Sovraccarico sul rilevato . . . . .	S <sub>0</sub> = 0.0 kN/m <sup>2</sup>
N = 1.85 m	Peso specifico della terra . . . . .	P <sub>0</sub> = 18.0 kN/m <sup>3</sup>
P = 4.00 m	Peso specifico del calcestruzzo . .	Q <sub>0</sub> = 25.0 kN/m <sup>3</sup>
Q = 0.55 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	R <sub>0</sub> = 0.70

**Verifica statica**

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) K<sub>1</sub> = 0.361  
 agente su una sezione ideale R-S di altezza H<sub>3</sub> = 7.00 m  
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) K<sub>3</sub> = 0.242

**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
159.22	554.60	0.00	0.00
0.00	0.00	66.38	151.34
0.00	0.00	456.21	1 428.24
2.88	1.10	0.00	0.00
0.00	0.00	79.78	110.77
<b>S<sub>9</sub> = 162.09</b>	<b>M<sub>9</sub> = 555.70</b>	<b>P<sub>9</sub> = 602.37</b>	<b>M<sub>8</sub> = 1 690.35</b>

GRADO di stabilità al ribaltamento η<sub>rib</sub> = valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.775  
 GRADO di stabilità allo scorrimento η<sub>scorr</sub> = (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.602  
 Carico sul terreno sotto la platea: G<sub>8</sub> = 104.92 kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . Q<sub>8</sub> = 0.42 m  
 Carico sul terreno della fondazione: G<sub>0</sub> = 497.45 kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . C<sub>8</sub> = 2.65 m  
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . . σ<sub>t</sub> = 0.188 MPa  
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . . β = 15.1°

**Verifica della fessurazione<sup>(1)</sup>**

Freccia in cima al pannello mm 8.39

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

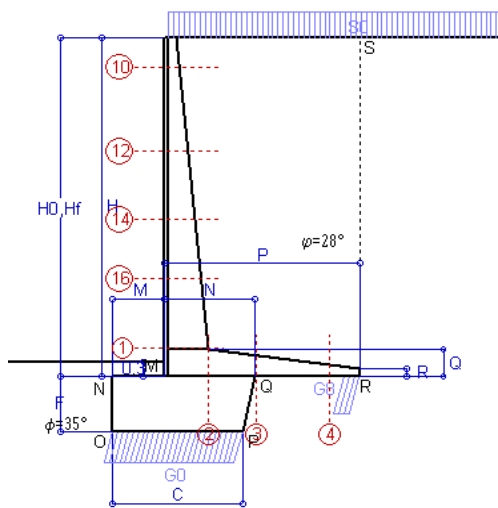
K<sub>0</sub> = 0.321

SEZIONE	SOLLECITAZIONI <sup>(1)</sup>			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI <sup>(1)</sup>		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale <sup>(2)</sup>	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ <sub>a</sub>	calcestr. σ <sub>c</sub>	ricoprim. C+Φ <sub>staffe</sub>	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	mm	mm
1	313.4	78.8	138.1	120.3	90.1	82.2	26.61	4.59	140	5.34	40	<b>0.103</b>
2	203.7	0.0	226.1	125.0	55.0	48.5	36.54	7.10	125	6.30	52	<b>0.130</b>
3	102.6	0.0	144.1	125.0	42.8	36.3	32.52	7.10	95	5.32	52	<b>0.000</b>
4	-27.7	0.0	0.0	125.0	25.9	19.4	12.68	7.10	198	7.84	52	<b>0.000</b>
10	0.3	2.6	1.2	112.8	31.6	26.1	6.94	4.59	1	0.07	38	<b>0.000</b>
12	16.2	15.9	18.9	115.3	49.1	42.3	10.74	4.59	34	1.19	38	<b>0.000</b>
14	65.5	32.8	48.4	117.2	63.2	56.1	15.21	4.59	75	2.55	38	<b>0.000</b>
16	151.2	51.9	84.8	118.9	75.4	67.0	22.81	4.59	97	3.72	38	<b>0.059</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.  
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Compilato da Dott. Ing. Silvio Feno con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.2.6

Norma: Italia D.M 17/1/2018



Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 2.95^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.05$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.025$

**Dati**

- $H_m = 7.00$  m
- $C = 2.65$  m
- $F = 1.15$  m
- $M = 1.05$  m
- $N = 1.85$  m
- $P = 4.00$  m
- $Q = 0.55$  m
- $U_1 = 0.0$  m
- $R = 0.15$  m

**Acceleraz orizz. al suolo**  
**Prefabbricato tipo u70NM**

- Altezza della terra contro il pannello
- Sovraccarico sul rilevato (20%)
- Angolo d'attrito della terra . . . . .
- Coefficiente d'attrito della fondazione
- Accelerazione massima locale
- Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
- Pendenza del rilevato vicino al muro
- Pendenza del rilevato lontano dal muro

- $a_g/g = 0.0826$
- $H_0 = 7.00$  m
- $H = 7.00$  m
- $S_0 = 4.0$  kN/m<sup>2</sup>
- $\varphi = 28^\circ$
- $R_0 = 0.700$
- $a_{max}/g = 0.132$
- $\beta_m = 0.38$
- $I_g = 0.0\%$
- $I_b = 0.0\%$

**Calcolo delle azioni sul terreno**

- Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma)  $K_1 = 0.370$
- agente su una sezione ideale R-S di altezza  $H = 7.00$  m
- Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  $O_3 = 7.81^\circ$
- Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.274$
- Coeff. di spinta passiva sulla fondaz.O-N (Mononobe-Okabe)  $K_p = 3.59$
- (Dati:  $\phi = 35.00^\circ$   $\varepsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

**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	161.5	562.5	22.1	111.8
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	10.3	47.7	1.4	7.1
Peso struttura (parete+platea) x 1	3.3	8.6	64.7	147.5
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	22.9	111.5	460.4	1 440.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.3	1.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	4.0	2.3	77.8	108.0
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-37.7*	-18.2*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 205.2</b>	<b>M<sub>9</sub> = 733.8</b>	<b>P<sub>9</sub> = 626.4</b>	<b>M<sub>8</sub> = 1 814.4</b>

**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:  $G_8 = 82.6$  kN
- Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 543.7$  kN
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff  $\sigma_t = 0.205$  MPa
- OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale  $\beta = 15.0^\circ$

**Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo  $R_d = (626.4 * 0.7 + 37.7) / 1.0 = 476.3 > E_d = 205.2$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 298$  kN Lato monte (punto Q)  $G_7 = 168$  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)  $K_0 = 0.356$

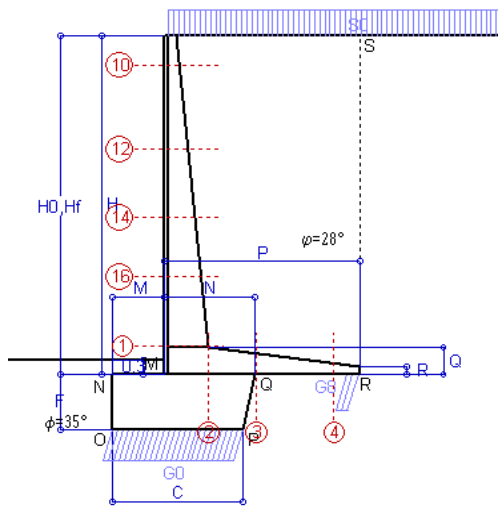
Freccia in cima al pannello mm 11.50

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale kN.m	M <sub>EdU</sub> (1) sulla sez. traslata kN.m	N <sub>Ed</sub> (2) kN	V <sub>Ed</sub> kN	H altezza totale cm	d altezza utile cm	B5 lato com- presso cm	b <sub>w</sub> larghez- za taglio cm	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro cm	A1 lato terrapieno cm2	A2 lato facc. o inf. platea cm2	A4 staffe cm2/m	M <sub>Rd</sub> baricen- trico kN.m	V <sub>Rd</sub> kN
1	384.8	<b>384.8</b>	87.5	<b>119.5</b>	90.1	82.2	120.3	20.3	45°, 1.0	8.83	26.61	4.59	9.25	<b>846.6</b>	<b>336.9</b>
2	265.2	<b>265.2</b>	0.0	<b>200.7</b>	55.0	48.5	125.0	125.0	45°, 1.0	9.93	36.54	7.10	15.68	<b>634.2</b>	<b>378.6</b>
3	168.2	<b>168.2</b>	0.0	<b>118.1</b>	42.8	36.3	125.0	125.0	-	8.47	32.52	7.10	11.68	<b>414.4</b>	<b>247.5</b>
4	-15.6	<b>-15.6</b>	0.0	<b>13.5</b>	23.1	16.7	125.0	125.0	-	4.43	11.08	7.10	0.00	<b>-57.4</b>	<b>103.1</b>
10	0.7	<b>1.0</b>	3.0	<b>2.3</b>	31.6	26.1	112.8	12.8	73°, 1.0	2.97	6.94	4.59	3.96	<b>71.5</b>	<b>44.0</b>
12	23.3	<b>26.9</b>	17.9	<b>20.3</b>	49.1	42.3	115.3	15.3	73°, 1.0	4.12	10.36	4.59	3.96	<b>168.3</b>	<b>66.1</b>
14	86.1	<b>97.6</b>	36.7	<b>46.1</b>	63.2	56.1	117.2	17.2	73°, 1.0	5.57	15.21	4.59	3.96	<b>328.1</b>	<b>82.4</b>
16	190.8	<b>214.0</b>	57.8	<b>75.8</b>	75.4	67.0	118.9	18.9	73°, 1.0	7.38	22.81	4.59	5.07	<b>586.2</b>	<b>125.7</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione





Angolo di rotazione sismica  $\Theta = 4.47^\circ$   
 Coefficiente sismico orizzontale  $K_h = 0.075$   
 Coefficiente sismico verticale  $K_v = 0.038$

**Dati**

- $H_m = 7.00$  m
- $C = 2.65$  m
- $F = 1.15$  m
- $M = 1.05$  m
- $N = 1.85$  m
- $P = 4.00$  m
- $Q = 0.55$  m
- $U_1 = 0.0$  m
- $R = 0.15$  m

**Acceleraz orizz. al suolo**  
**Prefabbricato tipo u70NM**

- Altezza della terra contro il pannello
- Sovraccarico sul rilevato (20%)
- Angolo d'attrito della terra . . . . .
- Coefficiente d'attrito della fondazione
- Accelerazione massima locale
- Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
- Pendenza del rilevato vicino al muro
- Pendenza del rilevato lontano dal muro

- $a_g/g = 0.0826$
- $H_0 = 7.00$  m
- $H = 7.00$  m
- $S_0 = 4.0$  kN/m<sup>2</sup>
- $\varphi = 28^\circ$
- $R_0 = 0.700$
- $a_{max}/g = 0.132$
- $\beta_m = 0.57$
- $I_9 = 0.0\%$
- $I_8 = 0.0\%$

**Calcolo delle azioni sul terreno**

- Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma)  $K_1 = 0.380$
- agente su una sezione ideale R-S di altezza  $H = 7.00$  m
- Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale  $O_3 = 11.41^\circ$
- Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)  $K_3 = 0.293$
- Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)  $K_p = 3.54$
- (Dati:  $\phi = 35.00^\circ$   $\varepsilon = 0.0^\circ$   $\psi = 90^\circ$   $\delta = 0^\circ$ )

**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	164.4	572.6	33.2	167.5
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	10.4	48.5	2.1	10.6
Peso struttura (parete+platea) x 1	5.0	12.9	63.9	145.6
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	34.3	167.0	454.5	1 421.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.6	1.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	6.0	3.5	76.8	106.6
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-37.2*	-18.0*	0.0*	0.0*
<b>TOTALI (GEO e STR)</b>	<b>S<sub>9</sub> = 223.8</b>	<b>M<sub>9</sub> = 805.8</b>	<b>P<sub>9</sub> = 630.4</b>	<b>M<sub>8</sub> = 1 851.9</b>

**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:  $G_8 = 70.5$  kN
- Carico sul terreno sotto la fondazione:  $G_0 = 559.9$  kN
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff  $\sigma_t = 0.211$  MPa
- OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale  $\beta = 16.5^\circ$
- Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo  $R_d = (1851.9 + 18) / 1.0 = 1869.8 > E_d = 805.8$
- Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo  $R_d = (1164) / 1.0 = 1164.0 > E_d = 554.8$
- Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)  $G_6 = 301$  kN
- Lato monte (punto Q)  $G_7 = 182$  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)  $K_0 = 0.376$

Freccia in cima al pannello mm 12.29

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M <sub>Ed</sub> (1) sulla sez. naturale kN.m	M <sub>EdU</sub> (1) sulla sez. traslata kN.m	N <sub>Ed</sub> (2) kN	V <sub>Ed</sub> kN	H altezza totale cm	d altezza utile cm	B5 lato com- presso cm	b <sub>w</sub> larghez- za taglio cm	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro cm	A1 lato terrapieno cm2	A2 lato facc. o inf. platea cm2	A4 staffe cm2/m	M <sub>Rd</sub> baricen- trico kN.m	V <sub>Rd</sub> kN
1	408.2	<b>408.2</b>	90.5	<b>126.5</b>	90.1	82.2	120.3	20.3	45°, 1.0	8.85	26.61	4.59	9.25	<b>847.4</b>	<b>334.6</b>
2	294.8	<b>294.8</b>	0.0	<b>209.0</b>	55.0	48.5	125.0	125.0	45°, 1.0	9.93	36.54	7.10	15.68	<b>634.2</b>	<b>378.6</b>
3	198.3	<b>198.3</b>	0.0	<b>123.0</b>	42.8	36.3	125.0	125.0	-	8.47	32.52	7.10	11.68	<b>414.4</b>	<b>247.5</b>
4	-11.1	<b>-11.1</b>	0.0	<b>10.5</b>	21.9	15.4	125.0	125.0	-	4.37	10.35	7.10	0.00	<b>-53.7</b>	<b>96.9</b>
10	0.8	<b>1.0</b>	3.1	<b>2.5</b>	31.6	26.1	112.8	12.8	73°, 1.0	2.97	6.94	4.59	3.96	<b>71.5</b>	<b>43.9</b>
12	24.9	<b>28.8</b>	18.4	<b>21.6</b>	49.1	42.3	115.3	15.3	73°, 1.0	4.12	10.36	4.59	3.96	<b>168.4</b>	<b>65.7</b>
14	91.6	<b>103.8</b>	37.8	<b>49.0</b>	63.2	56.1	117.2	17.2	73°, 1.0	5.57	15.21	4.59	3.96	<b>328.2</b>	<b>81.6</b>
16	202.6	<b>227.3</b>	59.7	<b>80.3</b>	75.4	67.0	118.9	18.9	73°, 1.0	7.39	22.81	4.59	5.07	<b>586.6</b>	<b>124.3</b>

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

**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			
$\phi$	Angolo d'attrito nominale	gradi	35.0°	$\phi = \text{rad}$ 0.6109
c	Coesione drenata	kN/m <sup>2</sup>	0	
$\gamma$	Peso specifico	kN/m <sup>3</sup>	20.00	
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)			Scheda 1	Sisma
<b>Carichi agenti sulla fondazione:</b>				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	812.5	543.7
$\beta$	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	17.60°	14.97°
H	Componente orizzontale = G0 * tan( $\beta$ )	kN/m	257.8	145.4
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	2.65	2.65
<b>Dati influenzati dal tipo di verifica:</b>				
$\Phi$	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.6109	0.6109
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1.33	1.33
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1.45	1.45
<b>Termini della formula di Brinck-Hansen</b>				
<b>Profondità</b>	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m <sup>2</sup>	<b>512.76</b>	<b>575.27</b>
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		33.30	33.30
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	1.14
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0.47	0.54
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	<b>0.974</b>
<b>Coesione</b>	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m <sup>2</sup>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		46.12	46.12
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	1.14
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.45	0.52
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	<b>0.983</b>
<b>Superficie</b>	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m <sup>2</sup>	<b>405.00</b>	<b>487.57</b>
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		48.03	48.03
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	$i_\gamma = (1 - H / N)m+1$		0.32	0.39
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	<b>0.974</b>
<b>Verifica della capacità portante</b>				
q <sub>LIM</sub>	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.918	1.063
$\gamma_R$	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
<b>C<sub>p</sub></b>	<b>Capacità portante, tenuto conto di <math>\gamma_R</math></b>	<b>kN</b>	<b>1737.2</b>	<b>2347.1</b>
G <sub>0</sub>	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	812.5	543.7

**La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)**

## Allegato di calcolo Rocscience Slide – Condizioni SLU

### General Settings

---

Units of Measurement: Metric Units  
Time Units: days  
Permeability Units: meters/second  
Data Output: Standard  
Failure Direction: Right to Left

### Analysis Options

---

Slices Type: Vertical

#### Analysis Methods Used

Bishop simplified  
GLE/Morgenstern-Price with interslice force function (Half Sine)  
Janbu simplified

Number of slices: 50  
Tolerance: 0.005  
Maximum number of iterations: 75  
Check  $m\alpha < 0.2$ : Yes  
Create Interslice boundaries at intersections with water tables and piezos: Yes  
Initial trial value of FS: 1  
Steffensen Iteration: Yes

### Groundwater Analysis

---

Groundwater Method: Water Surfaces  
Pore Fluid Unit Weight [kN/m<sup>3</sup>]: 9.81  
Use negative pore pressure cutoff: Yes  
Maximum negative pore pressure [kPa]: 0  
Advanced Groundwater Method: None

### Random Numbers

---

Pseudo-random Seed: 10116  
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

### Surface Options

---

Surface Type: Circular  
Search Method: Slope Search  
Number of Surfaces: 50000  
Upper Angle [°]: Not Defined  
Lower Angle [°]: Not Defined  
Composite Surfaces: Disabled  
Reverse Curvature: Invalid Surfaces  
Minimum Elevation: Not Defined  
Minimum Depth [m]: 1  
Minimum Area: Not Defined  
Minimum Weight: Not Defined

## Seismic Loading

Advanced seismic analysis: No  
Staged pseudostatic analysis: No

## Loading

- 1 Distributed Load present

### Distributed Load 1

Distribution: Constant  
Magnitude [kPa]: 25  
Orientation: Vertical

## Materials

Property	UG I	UG III	UG II	CLS
Color				
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Infinite strength
Unit Weight [kN/m <sup>3</sup> ]	18	24	18	25
Allow Sliding Along Boundary				Yes
Cohesion [kPa]	0	160	0	
Friction Angle [°]	21.3	29.3	30.2	
Water Surface	None	None	None	None
Ru Value	0	0	0	0

## Global Minimums

### Method: bishop simplified

FS	1.249220
Center:	-1.057, 7.776
Radius:	9.159
Left Slip Surface Endpoint:	-5.897, 0.000
Right Slip Surface Endpoint:	8.069, 7.000
Resisting Moment:	5505.75 kN-m
Driving Moment:	4407.33 kN-m
Total Slice Area:	55.8609 m <sup>2</sup>
Surface Horizontal Width:	13.9665 m
Surface Average Height:	3.99963 m

### Method: janbu simplified

FS	1.049240
Center:	-1.334, 7.223
Radius:	8.894
Left Slip Surface Endpoint:	-6.523, 0.000
Right Slip Surface Endpoint:	7.557, 7.000
Resisting Horizontal Force:	515.325 kN
Driving Horizontal Force:	491.139 kN
Total Slice Area:	56.5966 m <sup>2</sup>
Surface Horizontal Width:	14.0803 m
Surface Average Height:	4.01957 m

Method: gle/morgenstern-price

FS	1.290040
Center:	-2.052, 9.591
Radius:	11.205
Left Slip Surface Endpoint:	-7.844, 0.000
Right Slip Surface Endpoint:	8.849, 7.000
Resisting Moment:	7504.57 kN-m
Driving Moment:	5817.34 kN-m
Resisting Horizontal Force:	593.074 kN
Driving Horizontal Force:	459.735 kN
Total Slice Area:	61.7453 m2
Surface Horizontal Width:	16.6932 m
Surface Average Height:	3.69882 m

Slice Data

• Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.24922

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Angle of Slice Base [degrees]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]	Base Vertical Stress [kPa]	Effective Vertical Stress [kPa]
1	0.27933	0.419977	-30.882	UG II	0	30.2	0.97071	1.21263	2.08351	0	2.08351	1.50296	1.50296
2	0.27933	1.22707	-28.8663	UG II	0	30.2	2.75307	3.43919	5.90911	0	5.90911	4.39144	4.39144
3	0.27933	1.97027	-26.889	UG II	0	30.2	4.30156	5.37359	9.23276	0	9.23276	7.05149	7.05149
4	0.27933	2.65301	-24.9458	UG II	0	30.2	5.64784	7.0554	12.1224	0	12.1224	9.49526	9.49526
5	0.27933	3.27821	-23.0328	UG II	0	30.2	6.81678	8.51566	14.6314	0	14.6314	11.7332	11.7332
6	0.27933	3.84839	-21.1466	UG II	0	30.2	7.82821	9.77916	16.8023	0	16.8023	13.7743	13.7743
7	0.27933	4.36571	-19.2841	UG II	0	30.2	8.69823	10.866	18.6697	0	18.6697	15.6263	15.6263
8	0.27933	4.83205	-17.4427	UG II	0	30.2	9.44005	11.7927	20.2619	0	20.2619	17.2959	17.2959
9	0.27933	5.24901	-15.6196	UG II	0	30.2	10.0647	12.573	21.6026	0	21.6026	18.7888	18.7888
10	0.27933	5.61799	-13.8127	UG II	0	30.2	10.5812	13.2183	22.7114	0	22.7114	20.1099	20.1099
11	0.27933	5.94015	-12.0197	UG II	0	30.2	10.9977	13.7385	23.605	0	23.605	21.2634	21.2634
12	0.27933	6.21651	-10.2385	UG II	0	30.2	11.3204	14.1417	24.2978	0	24.2978	22.2531	22.2531
13	0.27933	6.44789	-8.46737	UG II	0	30.2	11.5553	14.4351	24.802	0	24.802	23.0817	23.0817
14	0.27933	6.63497	-6.70431	UG II	0	30.2	11.7071	14.6248	25.128	0	25.128	23.7518	23.7518
15	0.27933	6.77831	-4.94762	UG II	0	30.2	11.7804	14.7163	25.2851	0	25.2851	24.2653	24.2653
16	0.27933	6.87831	-3.19558	UG II	0	30.2	11.7785	14.714	25.2812	0	25.2812	24.6236	24.6236
17	0.27933	6.93525	-1.44653	UG II	0	30.2	11.7051	14.6222	25.1234	0	25.1234	24.8278	24.8278
18	0.27933	6.94929	0.301171	UG II	0	30.2	11.5626	14.4442	24.8176	0	24.8176	24.8784	24.8784
19	0.27933	6.92047	2.04915	UG II	0	30.2	11.3537	14.1833	24.3694	0	24.3694	24.7756	24.7756
20	0.27933	6.84872	3.79905	UG II	0	30.2	11.0807	13.8422	23.7832	0	23.7832	24.519	24.519
21	0.27933	6.73382	5.5525	UG II	0	30.2	10.7453	13.4232	23.0634	0	23.0634	24.108	24.108
22	0.27933	50.0124	7.31119	UG II	0	30.2	78.716	98.3336	168.954	0	168.954	179.054	179.054
23	0.27933	49.29	9.07685	UG II	0	30.2	85.7415	107.11	184.033	0	184.033	197.731	197.731
24	0.27933	42.3992	10.8512	UG II	0	30.2	75.6192	94.465	162.307	0	162.307	176.802	176.802
25	0.27933	42.0447	12.6363	UG II	0	30.2	74.0479	92.5021	158.934	0	158.934	175.535	175.535
26	0.27933	41.6441	14.4338	UG II	0	30.2	72.4294	90.4803	155.461	0	155.461	174.103	174.103
27	0.27933	41.1963	16.2461	UG II	0	30.2	70.7621	88.3974	151.882	0	151.882	172.502	172.502
28	0.27933	40.7001	18.0752	UG II	0	30.2	69.0436	86.2506	148.193	0	148.193	170.727	170.727
29	0.27933	40.1539	19.9236	UG II	0	30.2	67.2717	84.0372	144.39	0	144.39	168.774	168.774
30	0.27933	39.5562	21.7939	UG II	0	30.2	65.4443	81.7543	140.468	0	140.468	166.636	166.636
31	0.27933	38.9049	23.6889	UG II	0	30.2	63.5584	79.3984	136.42	0	136.42	164.305	164.305
32	0.27933	38.1978	25.612	UG II	0	30.2	61.6112	76.9659	132.24	0	132.24	161.775	161.775
33	0.27933	37.4321	27.5665	UG II	0	30.2	59.5993	74.4527	127.923	0	127.923	159.036	159.036
34	0.27933	36.6049	29.5565	UG II	0	30.2	57.5194	71.8544	123.458	0	123.458	156.076	156.076
35	0.27933	35.6914	31.5866	UG II	0	30.2	55.3397	69.1315	118.78	0	118.78	152.807	152.807
36	0.27933	34.4866	33.662	UG I	0	21.3	38.368	47.9301	122.934	0	122.934	148.486	148.486
37	0.27933	33.4486	35.7889	UG I	0	21.3	36.8841	46.0764	118.18	0	118.18	144.771	144.771
38	0.27933	32.3942	37.9744	UG I	0	21.3	35.385	44.2037	113.377	0	113.377	140.997	140.997
39	0.27933	31.252	40.2271	UG I	0	21.3	33.805	42.2299	108.314	0	108.314	136.909	136.909
40	0.27933	30.0133	42.5577	UG I	0	21.3	32.1365	40.1455	102.968	0	102.968	132.475	132.475
41	0.27933	28.6668	44.9791	UG I	0	21.3	30.3699	37.9387	97.3077	0	97.3077	127.655	127.655
42	0.27933	27.1985	47.5078	UG I	0	21.3	26.984	33.7089	86.4589	0	86.4589	115.915	115.915
43	0.27933	25.5901	50.1653	UG I	0	21.3	20.8129	25.9999	66.6864	0	66.6864	91.6361	91.6361
44	0.27933	23.8171	52.9805	UG I	0	21.3	18.8267	23.5187	60.3223	0	60.3223	85.2886	85.2886
45	0.27933	21.845	55.9941	UG I	0	21.3	16.6929	20.8531	53.4854	0	53.4854	78.2282	78.2282



Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Angle of Slice Base [degrees]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]	Base Vertical Stress [kPa]	Effective Vertical Stress [kPa]
46	0.27933	19.623	59.2663	UG I	0	21.3	14.3825	17.9669	46.0827	0	46.0827	70.2731	70.2731
47	0.27933	17.07	62.8939	UG I	0	21.3	11.8525	14.8064	37.9764	0	37.9764	61.1322	61.1322
48	0.27933	14.0395	67.0532	UG I	0	21.3	9.03364	11.285	28.9445	0	28.9445	50.2814	50.2814
49	0.27933	10.2008	72.1453	UG I	0	21.3	5.79148	7.23483	18.5563	0	18.5563	36.5357	36.5357
50	0.27933	4.01037	80.068	UG I	0	21.3	1.61142	2.01302	5.16312	0	5.16312	14.3658	14.3658

• Global Minimum Query (janbu simplified) - Safety Factor: 1.04924

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Angle of Slice Base [degrees]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]	Base Vertical Stress [kPa]	Effective Vertical Stress [kPa]
1	0.281605	0.492219	-34.5924	UG II	0	30.2	1.5702	1.64752	2.83072	0	2.83072	1.74782	1.74782
2	0.281605	1.43765	-32.4159	UG II	0	30.2	4.37158	4.58684	7.88097	0	7.88097	5.10497	5.10497
3	0.281605	2.30777	-30.2908	UG II	0	30.2	6.72452	7.05564	12.1228	0	12.1228	8.19475	8.19475
4	0.281605	3.10754	-28.2108	UG II	0	30.2	8.71391	9.14298	15.7092	0	15.7092	11.0347	11.0347
5	0.281605	3.84114	-26.1707	UG II	0	30.2	10.4013	10.9135	18.7512	0	18.7512	13.6398	13.6398
6	0.281605	4.51212	-24.1657	UG II	0	30.2	11.8328	12.4154	21.3318	0	21.3318	16.0224	16.0224
7	0.281605	5.12351	-22.1918	UG II	0	30.2	13.0433	13.6856	23.5142	0	23.5142	18.1935	18.1935
8	0.281605	5.67788	-20.2452	UG II	0	30.2	14.0606	14.7529	25.348	0	25.348	20.1622	20.1622
9	0.281605	6.17747	-18.3228	UG II	0	30.2	14.9062	15.6402	26.8726	0	26.8726	21.9363	21.9363
10	0.281605	6.62417	-16.4215	UG II	0	30.2	15.598	16.366	28.1197	0	28.1197	23.5226	23.5226
11	0.281605	7.01962	-14.5387	UG II	0	30.2	16.1502	16.9454	29.1152	0	29.1152	24.9268	24.9268
12	0.281605	7.36518	-12.6718	UG II	0	30.2	16.5749	17.391	29.8807	0	29.8807	26.154	26.154
13	0.281605	7.66204	-10.8185	UG II	0	30.2	16.8819	17.7132	30.4343	0	30.4343	27.2082	27.2082
14	0.281605	7.91117	-8.97664	UG II	0	30.2	17.0798	17.9208	30.791	0	30.791	28.0929	28.0929
15	0.281605	8.11337	-7.14407	UG II	0	30.2	17.1756	18.0213	30.9637	0	30.9637	28.811	28.811
16	0.281605	8.26927	-5.31882	UG II	0	30.2	17.1756	18.0213	30.9636	0	30.9636	29.3646	29.3646
17	0.281605	8.37936	-3.49897	UG II	0	30.2	17.0849	17.9262	30.8003	0	30.8003	29.7556	29.7556
18	0.281605	8.44396	-1.68266	UG II	0	30.2	16.9082	17.7408	30.4818	0	30.4818	29.9851	29.9851
19	0.281605	8.46329	0.131964	UG II	0	30.2	16.6496	17.4694	30.0154	0	30.0154	30.0537	30.0537
20	0.281605	8.43738	1.94672	UG II	0	30.2	16.3123	17.1155	29.4073	0	29.4073	29.9618	29.9618
21	0.281605	8.36618	3.76343	UG II	0	30.2	15.8994	16.6823	28.6631	0	28.6631	29.709	29.709
22	0.281605	8.24945	5.58395	UG II	0	30.2	15.4137	16.1727	27.7875	0	27.7875	29.2945	29.2945
23	0.281605	8.08685	7.41014	UG II	0	30.2	14.8575	15.5891	26.7848	0	26.7848	28.7171	28.7171
24	0.281605	49.1325	9.24395	UG II	0	30.2	88.7672	93.1381	160.027	0	160.027	174.474	174.474
25	0.281605	51.3958	11.0874	UG II	0	30.2	101.411	106.405	182.822	0	182.822	202.695	202.695
26	0.281605	43.8882	12.9425	UG II	0	30.2	88.9762	93.3574	160.404	0	160.404	180.852	180.852
27	0.281605	43.472	14.8116	UG II	0	30.2	86.7714	91.044	156.429	0	156.429	179.374	179.374
28	0.281605	43.0058	16.6969	UG II	0	30.2	84.518	88.6797	152.367	0	152.367	177.719	177.719
29	0.281605	42.488	18.6011	UG II	0	30.2	82.2126	86.2608	148.211	0	148.211	175.88	175.88
30	0.281605	41.9172	20.5268	UG II	0	30.2	79.852	83.7839	143.955	0	143.955	173.853	173.853
31	0.281605	41.2912	22.4771	UG II	0	30.2	77.4324	81.2452	139.593	0	139.593	171.631	171.631
32	0.281605	40.6079	24.4553	UG II	0	30.2	74.9501	78.6406	135.118	0	135.118	169.204	169.204
33	0.281605	39.8645	26.4652	UG II	0	30.2	72.4006	75.9656	130.522	0	130.522	166.565	166.565
34	0.281605	39.0581	28.5108	UG II	0	30.2	69.7796	73.2155	125.797	0	125.797	163.701	163.701
35	0.281605	38.1849	30.597	UG II	0	30.2	67.0818	70.3849	120.933	0	120.933	160.601	160.601
36	0.281605	37.2408	32.7292	UG II	0	30.2	64.3014	67.4676	115.921	0	115.921	157.248	157.248
37	0.281605	36.2161	34.9137	UG II	0	30.2	61.4255	64.4501	110.736	0	110.736	153.609	153.609
38	0.281605	34.8688	37.1582	UG I	0	21.3	43.1492	45.2739	116.122	0	116.122	148.824	148.824
39	0.281605	33.6626	39.4716	UG I	0	21.3	41.1251	43.1501	110.674	0	110.674	144.541	144.541
40	0.281605	32.4353	41.8648	UG I	0	21.3	39.0775	41.0017	105.164	0	105.164	140.183	140.183
41	0.281605	31.0979	44.3515	UG I	0	21.3	36.9153	38.733	99.3448	0	99.3448	135.434	135.434
42	0.281605	29.6362	46.9491	UG I	0	21.3	34.6242	36.3291	93.1793	0	93.1793	130.243	130.243
43	0.281605	28.0312	49.6799	UG I	0	21.3	32.1862	33.771	86.6181	0	86.6181	124.544	124.544
44	0.281605	26.2576	52.5747	UG I	0	21.3	27.2349	28.5759	73.2934	0	73.2934	108.883	108.883
45	0.281605	24.2796	55.6763	UG I	0	21.3	20.7471	21.7687	55.8339	0	55.8339	86.221	86.221
46	0.281605	22.0442	59.0491	UG I	0	21.3	17.9602	18.8446	48.3337	0	48.3337	78.2827	78.2827
47	0.281605	19.4654	62.7978	UG I	0	21.3	14.9081	15.6422	40.1201	0	40.1201	69.1254	69.1254
48	0.281605	16.3859	67.1157	UG I	0	21.3	11.4993	12.0655	30.9464	0	30.9464	58.1898	58.1898
49	0.281605	12.4369	72.4602	UG I	0	21.3	7.54323	7.91466	20.3001	0	20.3001	44.1663	44.1663
50	0.281605	5.08939	82.0171	UG I	0	21.3	1.84013	1.93074	4.95208	0	4.95208	18.0738	18.0738

• Global Minimum Query (gle/morgenstern-price) - Safety Factor: 1.29004

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Angle of Slice Base [degrees]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]	Base Vertical Stress [kPa]	Effective Vertical Stress [kPa]
1	0.333864	0.582475	-30.1404	UG II	0	30.2	1.11927	1.4439	2.48087	0	2.48087	1.831	1.831
2	0.333864	1.70251	-28.1848	UG II	0	30.2	3.37564	4.35471	7.48214	0	7.48214	5.67329	5.67329
3	0.333864	2.73511	-26.2644	UG II	0	30.2	5.61159	7.23918	12.4382	0	12.4382	9.66907	9.66907

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Angle of Slice Base [degrees]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]	Base Vertical Stress [kPa]	Effective Vertical Stress [kPa]
4	0.333864	3.68469	-24.3753	UG II	0	30.2	7.79449	10.0552	17.2765	0	17.2765	13.7448	13.7448
5	0.333864	4.55506	-22.5141	UG II	0	30.2	9.88838	12.7564	21.9178	0	21.9178	17.819	17.819
6	0.333864	5.34951	-20.6776	UG II	0	30.2	11.8584	15.2978	26.2843	0	26.2843	21.8086	21.8086
7	0.333864	6.07088	-18.863	UG II	0	30.2	13.6724	17.6379	30.305	0	30.305	25.6338	25.6338
8	0.333864	6.72163	-17.068	UG II	0	30.2	15.3027	19.7411	33.9185	0	33.9185	29.2201	29.2201
9	0.333864	7.30389	-15.29	UG II	0	30.2	16.7268	21.5782	37.0752	0	37.0752	32.5024	32.5024
10	0.333864	7.81949	-13.5271	UG II	0	30.2	17.9277	23.1274	39.7367	0	39.7367	35.4237	35.4237
11	0.333864	8.27	-11.7771	UG II	0	30.2	18.8938	24.3738	41.8785	0	41.8785	37.9393	37.9393
12	0.333864	8.65673	-10.0382	UG II	0	30.2	19.6192	25.3096	43.4862	0	43.4862	40.0133	40.0133
13	0.333864	8.98081	-8.30854	UG II	0	30.2	20.1031	25.9338	44.5588	0	44.5588	41.623	41.623
14	0.333864	9.24315	-6.58653	UG II	0	30.2	20.3492	26.2513	45.1044	0	45.1044	42.7547	42.7547
15	0.333864	9.44447	-4.87048	UG II	0	30.2	20.3658	26.2727	45.141	0	45.141	43.4056	43.4056
16	0.333864	9.58531	-3.1588	UG II	0	30.2	20.1645	26.013	44.6948	0	44.6948	43.5819	43.5819
17	0.333864	9.66607	-1.44995	UG II	0	30.2	19.7603	25.4916	43.799	0	43.799	43.2988	43.2988
18	0.333864	9.68695	0.25762	UG II	0	30.2	19.1703	24.7304	42.4911	0	42.4911	42.5773	42.5773
19	0.333864	9.64801	1.96542	UG II	0	30.2	18.4134	23.754	40.8135	0	40.8135	41.4454	41.4454
20	0.333864	9.54915	3.67496	UG II	0	30.2	17.5096	22.5881	38.8104	0	38.8104	39.935	39.935
21	0.333864	9.39011	5.38779	UG II	0	30.2	16.4793	21.259	36.5267	0	36.5267	38.081	38.081
22	0.333864	9.17044	7.10547	UG II	0	30.2	15.3428	19.7928	34.0076	0	34.0076	35.9201	35.9201
23	0.333864	8.88956	8.8296	UG II	0	30.2	14.1196	18.2148	31.2962	0	31.2962	33.4895	33.4895
24	0.333864	38.0302	10.5618	UG II	0	30.2	55.015	70.9716	121.941	0	121.941	132.199	132.199
25	0.333864	61.7357	12.3039	UG II	0	30.2	93.1622	120.183	206.495	0	206.495	226.814	226.814
26	0.333864	51.0247	14.0576	UG II	0	30.2	79.5053	102.565	176.224	0	176.224	196.132	196.132
27	0.333864	50.3999	15.8249	UG II	0	30.2	75.6954	97.6501	167.78	0	167.78	189.235	189.235
28	0.333864	49.7081	17.6078	UG II	0	30.2	71.9128	92.7704	159.396	0	159.396	182.218	182.218
29	0.333864	48.9471	19.4084	UG II	0	30.2	68.1908	87.9689	151.146	0	151.146	175.171	175.171
30	0.333864	48.1147	21.2293	UG II	0	30.2	64.5562	83.2801	143.089	0	143.089	168.167	168.167
31	0.333864	47.2085	23.073	UG II	0	30.2	61.0292	78.7301	135.272	0	135.272	161.269	161.269
32	0.333864	46.2254	24.9423	UG II	0	30.2	57.6236	74.3368	127.723	0	127.723	154.523	154.523
33	0.333864	45.1621	26.8405	UG II	0	30.2	54.3474	70.1103	120.462	0	120.462	147.963	147.963
34	0.333864	44.0144	28.7711	UG II	0	30.2	51.2028	66.0536	113.492	0	113.492	141.607	141.607
35	0.333864	42.7555	30.7381	UG II	0	30.2	48.1645	62.1341	106.757	0	106.757	135.399	135.399
36	0.333864	41.1256	32.7463	UG I	0	21.3	30.9991	39.9901	102.569	0	102.569	122.506	122.506
37	0.333864	39.7093	34.8008	UG I	0	21.3	29.3961	37.9221	97.265	0	97.265	117.696	117.696
38	0.333864	38.2586	36.908	UG I	0	21.3	27.8863	35.9744	92.2694	0	92.2694	113.213	113.213
39	0.333864	36.6906	39.0753	UG I	0	21.3	26.409	34.0687	87.3815	0	87.3815	108.825	108.825
40	0.333864	34.9944	41.3114	UG I	0	21.3	24.9523	32.1895	82.5618	0	82.5618	104.492	104.492
41	0.333864	33.1565	43.6273	UG I	0	21.3	22.2438	28.6954	73.6001	0	73.6001	94.8028	94.8028
42	0.333864	31.1601	46.0364	UG I	0	21.3	16.987	21.9139	56.2064	0	56.2064	73.8193	73.8193
43	0.333864	28.9838	48.5559	UG I	0	21.3	15.5305	20.035	51.3871	0	51.3871	68.9756	68.9756
44	0.333864	26.5996	51.2083	UG I	0	21.3	14.0191	18.0852	46.3861	0	46.3861	63.8275	63.8275
45	0.333864	23.9695	54.0242	UG I	0	21.3	12.428	16.0326	41.1216	0	41.1216	58.2424	58.2424
46	0.333864	21.04	57.0469	UG I	0	21.3	10.7245	13.835	35.485	0	35.485	52.0289	52.0289
47	0.333864	17.7307	60.3417	UG I	0	21.3	8.86306	11.4337	29.3259	0	29.3259	44.8908	44.8908
48	0.333864	13.9106	64.0157	UG I	0	21.3	6.77718	8.74283	22.4241	0	22.4241	36.3291	36.3291
49	0.333864	9.33519	68.2707	UG I	0	21.3	4.36383	5.62951	14.4389	0	14.4389	25.3885	25.3885
50	0.333864	3.40902	73.6021	UG I	0	21.3	1.45156	1.87257	4.8029	0	4.8029	9.73556	9.73556

## Interslice Data

• Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.24922

Slice Number	X coordinate [m]	Y coordinate - Bottom [m]	Interslice Normal Force [kN]	Interslice Shear Force [kN]	Interslice Force Angle [degrees]
1	-5.89706	0	0	0	0
2	-5.61773	-0.167057	0.618957	0	0
3	-5.3384	-0.321041	2.29716	0	0
4	-5.05907	-0.462687	4.80535	0	0
5	-4.77974	-0.592619	7.95656	0	0
6	-4.50041	-0.711376	11.5965	0	0
7	-4.22108	-0.819422	15.5965	0	0
8	-3.94175	-0.917155	19.8485	0	0
9	-3.66242	-1.00492	24.2612	0	0
10	-3.38308	-1.08301	28.7569	0	0
11	-3.10375	-1.15169	33.2695	0	0
12	-2.82442	-1.21116	37.7425	0	0

Slice Number	X coordinate [m]	Y coordinate - Bottom [m]	Interslice Normal Force [kN]	Interslice Shear Force [kN]	Interslice Force Angle [degrees]
13	-2.54509	-1.26162	42.1275	0	0
14	-2.26576	-1.3032	46.3836	0	0
15	-1.98643	-1.33604	50.4757	0	0
16	-1.7071	-1.36022	54.3746	0	0
17	-1.42777	-1.37581	58.0559	0	0
18	-1.14844	-1.38287	61.4996	0	0
19	-0.869111	-1.3814	64.6899	0	0
20	-0.58978	-1.3714	67.6148	0	0
21	-0.31045	-1.35285	70.2659	0	0
22	-0.0311194	-1.3257	72.6382	0	0
23	0.248211	-1.28986	88.5501	0	0
24	0.527542	-1.24524	104.265	0	0
25	0.806872	-1.19169	116.677	0	0
26	1.0862	-1.12907	127.388	0	0
27	1.36553	-1.05717	136.424	0	0
28	1.64486	-0.975776	143.809	0	0
29	1.92419	-0.884611	149.566	0	0
30	2.20352	-0.783364	153.72	0	0
31	2.48285	-0.671675	156.295	0	0
32	2.76219	-0.549122	157.313	0	0
33	3.04152	-0.415217	156.799	0	0
34	3.32085	-0.269395	154.777	0	0
35	3.60018	-0.110993	151.273	0	0
36	3.87951	0.060762	146.315	0	0
37	4.15884	0.246785	134.154	0	0
38	4.43817	0.448162	120.648	0	0
39	4.7175	0.666197	105.803	0	0
40	4.99683	0.902477	89.6445	0	0
41	5.27616	1.15895	72.2038	0	0
42	5.55549	1.43808	53.5178	0	0
43	5.83482	1.743	34.6852	0	0
44	6.11415	2.07785	18.1634	0	0
45	6.39348	2.44827	1.0726	0	0
46	6.67281	2.8623	-16.4137	0	0
47	6.95214	3.33212	-34.0504	0	0
48	7.23147	3.87784	-51.4672	0	0
49	7.5108	4.5376	-68.0427	0	0
50	7.79013	5.40477	-82.5179	0	0
51	8.06946	7	0	0	0

• Global Minimum Query (janbu simplified) - Safety Factor: 1.04924

Slice Number	X coordinate [m]	Y coordinate - Bottom [m]	Interslice Normal Force [kN]	Interslice Shear Force [kN]	Interslice Force Angle [degrees]
1	-6.52278	0	0	0	0
2	-6.24118	-0.194212	0.991901	0	0
3	-5.95957	-0.373033	3.63215	0	0
4	-5.67797	-0.537529	7.51981	0	0
5	-5.39636	-0.688593	12.3466	0	0
6	-5.11476	-0.826981	17.8704	0	0
7	-4.83315	-0.953337	23.8977	0	0
8	-4.55155	-1.06821	30.2716	0	0
9	-4.26994	-1.17207	36.8636	0	0
10	-3.98834	-1.26533	43.5669	0	0
11	-3.70673	-1.34833	50.2929	0	0
12	-3.42513	-1.42136	56.9668	0	0
13	-3.14352	-1.48467	63.526	0	0
14	-2.86192	-1.53849	69.9174	0	0
15	-2.58031	-1.58297	76.0965	0	0
16	-2.29871	-1.61827	82.0257	0	0
17	-2.0171	-1.64448	87.6738	0	0
18	-1.7355	-1.6617	93.015	0	0
19	-1.45389	-1.66998	98.0282	0	0
20	-1.17229	-1.66933	102.697	0	0
21	-0.89068	-1.65976	107.009	0	0
22	-0.609075	-1.64123	110.955	0	0
23	-0.327469	-1.6137	114.53	0	0
24	-0.0458642	-1.57708	117.733	0	0
25	0.235741	-1.53124	135.394	0	0
26	0.517346	-1.47606	153.86	0	0

Slice Number	X coordinate [m]	Y coordinate - Bottom [m]	Interslice Normal Force [kN]	Interslice Shear Force [kN]	Interslice Force Angle [degrees]
27	0.798951	-1.41134	168.534	0	0
28	1.08056	-1.33688	181.319	0	0
29	1.36216	-1.25241	192.247	0	0
30	1.64377	-1.15763	201.35	0	0
31	1.92537	-1.0522	208.657	0	0
32	2.20698	-0.935683	214.196	0	0
33	2.48858	-0.807613	217.996	0	0
34	2.77019	-0.667423	220.085	0	0
35	3.05179	-0.514456	220.491	0	0
36	3.3334	-0.347935	219.242	0	0
37	3.615	-0.166945	216.368	0	0
38	3.89661	0.029606	211.899	0	0
39	4.17821	0.243032	199.265	0	0
40	4.45982	0.474935	185.18	0	0
41	4.74142	0.727293	169.644	0	0
42	5.02303	1.0026	152.689	0	0
43	5.30463	1.30404	134.35	0	0
44	5.58624	1.63586	114.672	0	0
45	5.86785	2.00385	95.3694	0	0
46	6.14945	2.4163	78.1827	0	0
47	6.43106	2.88588	60.5433	0	0
48	6.71266	3.43378	42.7597	0	0
49	6.99427	4.10094	25.3514	0	0
50	7.27587	4.99191	9.38858	0	0
51	7.55748	7	0	0	0

• Global Minimum Query (gle/morgenstern-price) - Safety Factor: 1.29004

Slice Number	X coordinate [m]	Y coordinate - Bottom [m]	Interslice Normal Force [kN]	Interslice Shear Force [kN]	Interslice Force Angle [degrees]
1	-7.84427	0	0	0	0
2	-7.51041	-0.193849	0.855956	0.0279297	1.86889
3	-7.17654	-0.372752	3.32563	0.216601	3.72646
4	-6.84268	-0.537501	7.2551	0.706466	5.56165
5	-6.50881	-0.688775	12.4803	1.61289	7.3638
6	-6.17495	-0.827162	18.8268	3.0233	9.12295
7	-5.84108	-0.95317	26.1123	4.99529	10.8299
8	-5.50722	-1.06724	34.1503	7.55616	12.4764
9	-5.17335	-1.16974	42.7547	10.7036	14.0551
10	-4.83949	-1.26101	51.7434	14.4079	15.5598
11	-4.50563	-1.34134	60.9422	18.6148	16.9853
12	-4.17176	-1.41094	70.1881	23.2495	18.3272
13	-3.8379	-1.47004	79.332	28.2211	19.5822
14	-3.50403	-1.5188	88.2406	33.4271	20.7476
15	-3.17017	-1.55735	96.7979	38.7586	21.8215
16	-2.8363	-1.5858	104.906	44.1042	22.8027
17	-2.50244	-1.60422	112.486	49.3551	23.6903
18	-2.16857	-1.61267	119.478	54.4082	24.4837
19	-1.83471	-1.61117	125.837	59.1693	25.1832
20	-1.50085	-1.59972	131.54	63.556	25.7884
21	-1.16698	-1.57827	136.574	67.499	26.3
22	-0.833116	-1.54678	140.946	70.9433	26.7178
23	-0.499252	-1.50517	144.672	73.8489	27.0424
24	-0.165387	-1.45331	147.78	76.1901	27.274
25	0.168477	-1.39105	158.623	82.2678	27.4129
26	0.502342	-1.31824	174.803	90.8385	27.4592
27	0.836206	-1.23464	186.711	96.8353	27.4129
28	1.17007	-1.14001	196.198	101.153	27.2741
29	1.50394	-1.03405	203.405	103.829	27.0422
30	1.8378	-0.916422	208.475	104.933	26.7178
31	2.17166	-0.786728	211.548	104.553	26.2999
32	2.50553	-0.644508	212.759	102.799	25.7885
33	2.83939	-0.489234	212.235	99.794	25.1832
34	3.17326	-0.320291	210.095	95.6736	24.4837
35	3.50712	-0.136966	206.446	90.5812	23.6902
36	3.84099	0.0615686	201.389	84.6672	22.8027
37	4.17485	0.276287	189.753	75.9783	21.8215
38	4.50872	0.508336	177.032	67.063	20.7476
39	4.84258	0.759082	163.24	58.07	19.5822
40	5.17644	1.03017	148.401	49.1573	18.3273

Slice Number	X coordinate [m]	Y coordinate - Bottom [m]	Interslice Normal Force [kN]	Interslice Shear Force [kN]	Interslice Force Angle [degrees]
41	5.51031	1.32359	132.537	40.4833	16.9852
42	5.84417	1.64183	116.568	32.4581	15.5597
43	6.17804	1.988	102.803	25.7366	14.055
44	6.5119	2.3661	88.5769	19.5987	12.4764
45	6.84577	2.78147	74.0071	14.1576	10.8299
46	7.17963	3.2414	59.2582	9.51595	9.12293
47	7.5135	3.75643	44.5759	5.76076	7.3638
48	7.84736	4.34275	30.3514	2.95547	5.56165
49	8.18123	5.02775	17.2617	1.12427	3.72646
50	8.51509	5.86547	6.62815	0.216276	1.86889
51	8.84895	7	0	0	0

## Entity Information

---

### Group: Group 1

#### Shared Entities

Type	Coordinates																								
External Boundary	<table border="1"> <thead> <tr><th>X</th><th>Y</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>-20</td><td>0</td></tr> <tr><td>-20</td><td>-5</td></tr> <tr><td>-20</td><td>-15</td></tr> <tr><td>9</td><td>-15</td></tr> <tr><td>9</td><td>-5</td></tr> <tr><td>9</td><td>0</td></tr> <tr><td>9</td><td>7</td></tr> <tr><td>0.526519</td><td>7</td></tr> <tr><td>0.29</td><td>7</td></tr> <tr><td>0</td><td>7</td></tr> <tr><td>0</td><td>0</td></tr> </tbody> </table>	X	Y	-20	0	-20	-5	-20	-15	9	-15	9	-5	9	0	9	7	0.526519	7	0.29	7	0	7	0	0
	X	Y																							
	-20	0																							
	-20	-5																							
	-20	-15																							
	9	-15																							
	9	-5																							
	9	0																							
	9	7																							
	0.526519	7																							
0.29	7																								
0	7																								
0	0																								
Material Boundary	<table border="1"> <thead> <tr><th>X</th><th>Y</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>-20</td><td>-5</td></tr> <tr><td>9</td><td>-5</td></tr> </tbody> </table>	X	Y	-20	-5	9	-5																		
	X	Y																							
-20	-5																								
9	-5																								
Material Boundary	<table border="1"> <thead> <tr><th>X</th><th>Y</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>4</td><td>0</td></tr> <tr><td>4</td><td>0.17</td></tr> <tr><td>0.5</td><td>0.57</td></tr> <tr><td>0.29</td><td>7</td></tr> </tbody> </table>	X	Y	0	0	4	0	4	0.17	0.5	0.57	0.29	7												
	X	Y																							
	0	0																							
	4	0																							
4	0.17																								
0.5	0.57																								
0.29	7																								
Material Boundary	<table border="1"> <thead> <tr><th>X</th><th>Y</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>4</td><td>0</td></tr> <tr><td>9</td><td>0</td></tr> </tbody> </table>	X	Y	4	0	9	0																		
	X	Y																							
4	0																								
9	0																								

#### Scenario-based Entities

Type	Coordinates	Master Scenario								
Distributed Load	<table border="1"> <thead> <tr><th>X</th><th>Y</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>0.29</td><td>7</td></tr> <tr><td>0.526519</td><td>7</td></tr> <tr><td>5.76238</td><td>7</td></tr> </tbody> </table>	X	Y	0.29	7	0.526519	7	5.76238	7	Constant Distribution Orientation: Vertical Magnitude: 25 kN/m2 Creates Excess Pore Pressure: No
	X	Y								
	0.29	7								
0.526519	7									
5.76238	7									



## Allegato di calcolo Rocscience Slide – Condizioni SLV

### General Settings

---

Units of Measurement: Metric Units  
Time Units: days  
Permeability Units: meters/second  
Data Output: Standard  
Failure Direction: Right to Left

### Analysis Options

---

Slices Type: Vertical

#### Analysis Methods Used

Bishop simplified  
GLE/Morgenstern-Price with interslice force function (Half Sine)  
Janbu simplified  
Number of slices: 50  
Tolerance: 0.005  
Maximum number of iterations: 75  
Check  $m\alpha < 0.2$ : Yes  
Create Interslice boundaries at intersections with water tables and piezos: Yes  
Initial trial value of FS: 1  
Steffensen Iteration: Yes

### Groundwater Analysis

---

Groundwater Method: Water Surfaces  
Pore Fluid Unit Weight [kN/m<sup>3</sup>]: 9.81  
Use negative pore pressure cutoff: Yes  
Maximum negative pore pressure [kPa]: 0  
Advanced Groundwater Method: None

### Random Numbers

---

Pseudo-random Seed: 10116  
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

### Surface Options

---

Surface Type: Circular  
Search Method: Slope Search  
Number of Surfaces: 50000  
Upper Angle [°]: Not Defined  
Lower Angle [°]: Not Defined  
Composite Surfaces: Disabled  
Reverse Curvature: Invalid Surfaces  
Minimum Elevation: Not Defined  
Minimum Depth [m]: 1  
Minimum Area: Not Defined  
Minimum Weight: Not Defined

## Seismic Loading

Advanced seismic analysis: No  
Staged pseudostatic analysis: No

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.05  
Seismic Load Coefficient (Vertical): 0.025

## Loading

- 1 Distributed Load present

### Distributed Load 1

Distribution: Constant  
Magnitude [kPa]: 6  
Orientation: Vertical

## Materials

Property	UG I	UG III	UG II	CLS
Color				
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Infinite strength
Unit Weight [kN/m <sup>3</sup> ]	18	24	18	25
Allow Sliding Along Boundary				Yes
Cohesion [kPa]	0	200	0	
Friction Angle [°]	26	35	36	
Water Surface	None	None	None	None
Ru Value	0	0	0	0

## Global Minimums

### Method: bishop simplified

FS	1.471880
Center:	-2.052, 9.591
Radius:	11.205
Left Slip Surface Endpoint:	-7.844, 0.000
Right Slip Surface Endpoint:	8.849, 7.000
Resisting Moment:	8530.8 kN-m
Driving Moment:	5795.85 kN-m
Total Slice Area:	61.7453 m <sup>2</sup>
Surface Horizontal Width:	16.6932 m
Surface Average Height:	3.69882 m

### Method: janbu simplified

FS	1.196030
Center:	-1.057, 7.776
Radius:	9.159
Left Slip Surface Endpoint:	-5.897, 0.000

<b>FS</b>	<b>1.196030</b>
Right Slip Surface Endpoint:	8.069, 7.000
Resisting Horizontal Force:	582.486 kN
Driving Horizontal Force:	487.017 kN
Total Slice Area:	55.8609 m2
Surface Horizontal Width:	13.9665 m
Surface Average Height:	3.99963 m

**Method: gle/morgenstern-price**

<b>FS</b>	<b>1.528850</b>
Center:	-2.052, 9.591
Radius:	11.205
Left Slip Surface Endpoint:	-7.844, 0.000
Right Slip Surface Endpoint:	8.849, 7.000
Resisting Moment:	8860.97 kN-m
Driving Moment:	5795.85 kN-m
Resisting Horizontal Force:	703.991 kN
Driving Horizontal Force:	460.472 kN
Total Slice Area:	61.7453 m2
Surface Horizontal Width:	16.6932 m
Surface Average Height:	3.69882 m

**Slice Data**

• **Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.47188**

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Angle of Slice Base [degrees]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]	Base Vertical Stress [kPa]	Effective Vertical Stress [kPa]
1	0.333864	0.582475	-30.1404	UG II	0	36	1.23594	1.81916	2.50386	0	2.50386	1.78624	1.78624
2	0.333864	1.70251	-28.1848	UG II	0	36	3.50441	5.15807	7.09946	0	7.09946	5.22161	5.22161
3	0.333864	2.73511	-26.2644	UG II	0	36	5.4747	8.0581	11.091	0	11.091	8.38948	8.38948
4	0.333864	3.68469	-24.3753	UG II	0	36	7.18686	10.5782	14.5596	0	14.5596	11.3032	11.3032
5	0.333864	4.55506	-22.5141	UG II	0	36	8.67238	12.7647	17.5691	0	17.5691	13.9744	13.9744
6	0.333864	5.34951	-20.6776	UG II	0	36	9.95665	14.655	20.1708	0	20.1708	16.413	16.413
7	0.333864	6.07088	-18.863	UG II	0	36	11.0601	16.2792	22.4064	0	22.4064	18.6276	18.6276
8	0.333864	6.72163	-17.068	UG II	0	36	11.9998	17.6623	24.31	0	24.31	20.6258	20.6258
9	0.333864	7.30389	-15.29	UG II	0	36	12.7898	18.825	25.9104	0	25.9104	22.4139	22.4139
10	0.333864	7.81949	-13.5271	UG II	0	36	13.4419	19.7848	27.2314	0	27.2314	23.9976	23.9976
11	0.333864	8.27	-11.7771	UG II	0	36	13.9661	20.5564	28.2934	0	28.2934	25.3816	25.3816
12	0.333864	8.65673	-10.0382	UG II	0	36	14.371	21.1524	29.1138	0	29.1138	26.57	26.57
13	0.333864	8.98081	-8.30854	UG II	0	36	14.6641	21.5838	29.7075	0	29.7075	27.5661	27.5661
14	0.333864	9.24315	-6.58653	UG II	0	36	14.8516	21.8598	30.0875	0	30.0875	28.3727	28.3727
15	0.333864	9.44447	-4.87048	UG II	0	36	14.9393	21.9888	30.2649	0	30.2649	28.9919	28.9919
16	0.333864	9.58531	-3.1588	UG II	0	36	14.9317	21.9777	30.2498	0	30.2498	29.4258	29.4258
17	0.333864	9.66607	-1.44995	UG II	0	36	14.8333	21.8328	30.0502	0	30.0502	29.6747	29.6747
18	0.333864	9.68695	0.25762	UG II	0	36	14.6477	21.5596	29.6743	0	29.6743	29.7402	29.7402
19	0.333864	9.64801	1.96542	UG II	0	36	14.3782	21.163	29.1284	0	29.1284	29.6218	29.6218
20	0.333864	9.54915	3.67496	UG II	0	36	14.0278	20.6472	28.4185	0	28.4185	29.3195	29.3195
21	0.333864	9.39011	5.38779	UG II	0	36	13.5989	20.016	27.5497	0	27.5497	28.8322	28.8322
22	0.333864	9.17044	7.10547	UG II	0	36	13.0939	19.2727	26.5266	0	26.5266	28.1588	28.1588
23	0.333864	8.88956	8.8296	UG II	0	36	12.5148	18.4203	25.3534	0	25.3534	27.2974	27.2974
24	0.333864	38.0302	10.5618	UG II	0	36	52.7881	77.6978	106.942	0	106.942	116.784	116.784
25	0.333864	61.7357	12.3039	UG II	0	36	86.1884	126.859	174.606	0	174.606	193.404	193.404
26	0.333864	51.0247	14.0576	UG II	0	36	71.4773	105.206	144.804	0	144.804	162.702	162.702
27	0.333864	50.3999	15.8249	UG II	0	36	69.6266	102.482	141.054	0	141.054	160.789	160.789
28	0.333864	49.7081	17.6078	UG II	0	36	67.7138	99.6666	137.179	0	137.179	158.67	158.67
29	0.333864	48.9471	19.4084	UG II	0	36	65.7382	96.7587	133.177	0	133.177	156.338	156.338
30	0.333864	48.1147	21.2293	UG II	0	36	63.6976	93.7552	129.043	0	129.043	153.787	153.787
31	0.333864	47.2085	23.073	UG II	0	36	61.5899	90.653	124.773	0	124.773	151.009	151.009
32	0.333864	46.2254	24.9423	UG II	0	36	59.413	87.4488	120.363	0	120.363	147.995	147.995
33	0.333864	45.1621	26.8405	UG II	0	36	57.1643	84.139	115.807	0	115.807	144.734	144.734
34	0.333864	44.0144	28.7711	UG II	0	36	54.841	80.7194	111.101	0	111.101	141.214	141.214
35	0.333864	42.7555	30.7381	UG II	0	36	52.4138	77.1468	106.184	0	106.184	137.352	137.352
36	0.333864	41.1256	32.7463	UG I	0	26	36.1453	53.2016	109.079	0	109.079	132.326	132.326
37	0.333864	39.7093	34.8008	UG I	0	26	34.4694	50.7348	104.022	0	104.022	127.979	127.979
38	0.333864	38.2586	36.908	UG I	0	26	32.776	48.2423	98.9112	0	98.9112	123.527	123.527
39	0.333864	36.6906	39.0753	UG I	0	26	30.998	45.6253	93.5457	0	93.5457	118.715	118.715

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Angle of Slice Base [degrees]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]	Base Vertical Stress [kPa]	Effective Vertical Stress [kPa]
40	0.333864	34.9944	41.3114	UG I	0	26	29.1296	42.8753	87.9074	0	87.9074	113.509	113.509
41	0.333864	33.1565	43.6273	UG I	0	26	26.7933	39.4365	80.8566	0	80.8566	106.396	106.396
42	0.333864	31.1601	46.0364	UG I	0	26	23.6109	34.7524	71.253	0	71.253	95.7338	95.7338
43	0.333864	28.9838	48.5559	UG I	0	26	21.4566	31.5816	64.7517	0	64.7517	89.0518	89.0518
44	0.333864	26.5996	51.2083	UG I	0	26	19.177	28.2262	57.8723	0	57.8723	81.7307	81.7307
45	0.333864	23.9695	54.0242	UG I	0	26	16.757	24.6643	50.5694	0	50.5694	73.6539	73.6539
46	0.333864	21.04	57.0469	UG I	0	26	14.1777	20.8679	42.7855	0	42.7855	64.6565	64.6565
47	0.333864	17.7307	60.3417	UG I	0	26	11.4143	16.8005	34.4462	0	34.4462	54.4915	54.4915
48	0.333864	13.9106	64.0157	UG I	0	26	8.43391	12.4137	25.4517	0	25.4517	42.7558	42.7558
49	0.333864	9.33519	68.2707	UG I	0	26	5.19214	7.6422	15.6688	0	15.6688	28.6967	28.6967
50	0.333864	3.40902	73.6021	UG I	0	26	1.63368	2.40458	4.93012	0	4.93012	10.4817	10.4817

• Global Minimum Query (janbu simplified) - Safety Factor: 1.19603

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Angle of Slice Base [degrees]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]	Base Vertical Stress [kPa]	Effective Vertical Stress [kPa]
1	0.27933	0.419977	-30.882	UG II	0	36	1.4698	1.75793	2.41958	0	2.41958	1.54055	1.54055
2	0.27933	1.22707	-28.8663	UG II	0	36	4.11102	4.9169	6.76755	0	6.76755	4.5013	4.5013
3	0.27933	1.97027	-26.889	UG II	0	36	6.34521	7.58906	10.4454	0	10.4454	7.22786	7.22786
4	0.27933	2.65301	-24.9458	UG II	0	36	8.24086	9.85632	13.5661	0	13.5661	9.7328	9.7328
5	0.27933	3.27821	-23.0328	UG II	0	36	9.8495	11.7803	16.2143	0	16.2143	12.0267	12.0267
6	0.27933	3.84839	-21.1466	UG II	0	36	11.2108	13.4085	18.4553	0	18.4553	14.1189	14.1189
7	0.27933	4.36571	-19.2841	UG II	0	36	12.356	14.7781	20.3404	0	20.3404	16.0172	16.0172
8	0.27933	4.83205	-17.4427	UG II	0	36	13.3098	15.9189	21.9104	0	21.9104	17.7285	17.7285
9	0.27933	5.24901	-15.6196	UG II	0	36	14.0922	16.8547	23.1985	0	23.1985	19.2587	19.2587
10	0.27933	5.61799	-13.8127	UG II	0	36	14.7199	17.6055	24.2319	0	24.2319	20.6129	20.6129
11	0.27933	5.94015	-12.0197	UG II	0	36	15.2066	18.1875	25.033	0	25.033	21.7953	21.7953
12	0.27933	6.21651	-10.2385	UG II	0	36	15.5637	18.6146	25.6208	0	25.6208	22.8096	22.8096
13	0.27933	6.44789	-8.46737	UG II	0	36	15.8009	18.8983	26.0112	0	26.0112	23.659	23.659
14	0.27933	6.63497	-6.70431	UG II	0	36	15.9264	19.0484	26.2179	0	26.2179	24.3458	24.3458
15	0.27933	6.77831	-4.94762	UG II	0	36	15.9474	19.0736	26.2526	0	26.2526	24.8721	24.8721
16	0.27933	6.87831	-3.19558	UG II	0	36	15.8702	18.9812	26.1254	0	26.1254	25.2393	25.2393
17	0.27933	6.93525	-1.44653	UG II	0	36	15.6999	18.7775	25.845	0	25.845	25.4486	25.4486
18	0.27933	6.94929	0.301171	UG II	0	36	15.4412	18.4681	25.4192	0	25.4192	25.5004	25.5004
19	0.27933	6.92047	2.04915	UG II	0	36	15.0983	18.058	24.8547	0	24.8547	25.3949	25.3949
20	0.27933	6.84872	3.79905	UG II	0	36	14.6747	17.5514	24.1574	0	24.1574	25.1319	25.1319
21	0.27933	6.73382	5.5525	UG II	0	36	14.1737	16.9522	23.3327	0	23.3327	24.7106	24.7106
22	0.27933	50.0124	7.31119	UG II	0	36	103.425	123.7	170.259	0	170.259	183.528	183.528
23	0.27933	49.29	9.07685	UG II	0	36	102.982	123.17	169.529	0	169.529	185.982	185.982
24	0.27933	42.3992	10.8512	UG II	0	36	87.9242	105.16	144.74	0	144.74	161.594	161.594
25	0.27933	42.0447	12.6363	UG II	0	36	85.701	102.501	141.081	0	141.081	160.295	160.295
26	0.27933	41.6441	14.4338	UG II	0	36	83.4355	99.7914	137.351	0	137.351	158.826	158.826
27	0.27933	41.1963	16.2461	UG II	0	36	81.1235	97.0261	133.545	0	133.545	157.184	157.184
28	0.27933	40.7001	18.0752	UG II	0	36	78.7627	94.2026	129.659	0	129.659	155.365	155.365
29	0.27933	40.1539	19.9236	UG II	0	36	76.3506	91.3176	125.688	0	125.688	153.362	153.362
30	0.27933	39.5562	21.7939	UG II	0	36	73.8839	88.3674	121.627	0	121.627	151.17	151.17
31	0.27933	38.9049	23.6889	UG II	0	36	71.36	85.3487	117.472	0	117.472	148.781	148.781
32	0.27933	38.1978	25.612	UG II	0	36	68.7754	82.2575	113.218	0	113.218	146.187	146.187
33	0.27933	37.4321	27.5665	UG II	0	36	66.1268	79.0896	108.858	0	108.858	143.379	143.379
34	0.27933	36.6049	29.5565	UG II	0	36	63.4102	75.8405	104.385	0	104.385	140.344	140.344
35	0.27933	35.6914	31.5866	UG II	0	36	60.5874	72.4644	99.7388	0	99.7388	136.993	136.993
36	0.27933	34.4866	33.662	UG I	0	26	42.5138	50.8478	104.254	0	104.254	132.566	132.566
37	0.27933	33.4486	35.7889	UG I	0	26	40.5772	48.5315	99.5043	0	99.5043	128.758	128.758
38	0.27933	32.3942	37.9744	UG I	0	26	38.632	46.205	94.7342	0	94.7342	124.889	124.889
39	0.27933	31.252	40.2271	UG I	0	26	36.5963	43.7703	89.7426	0	89.7426	120.699	120.699
40	0.27933	30.0133	42.5577	UG I	0	26	34.4626	41.2183	84.51	0	84.51	116.153	116.153
41	0.27933	28.6668	44.9791	UG I	0	26	32.2216	38.538	79.0147	0	79.0147	111.213	111.213
42	0.27933	27.1985	47.5078	UG I	0	26	29.4226	35.1903	72.1508	0	72.1508	104.269	104.269
43	0.27933	25.5901	50.1653	UG I	0	26	25.7251	30.768	63.0839	0	63.0839	93.9221	93.9221
44	0.27933	23.8171	52.9805	UG I	0	26	23.1361	27.6715	56.735	0	56.735	87.416	87.416
45	0.27933	21.845	55.9941	UG I	0	26	20.3787	24.3735	49.973	0	49.973	80.1789	80.1789
46	0.27933	19.623	59.2663	UG I	0	26	17.4219	20.8371	42.7224	0	42.7224	72.0249	72.0249
47	0.27933	17.07	62.8939	UG I	0	26	14.2209	17.0086	34.8728	0	34.8728	62.6555	62.6555
48	0.27933	14.0395	67.0532	UG I	0	26	10.7046	12.803	26.25	0	26.25	51.5336	51.5336
49	0.27933	10.2008	72.1453	UG I	0	26	6.73871	8.0597	16.5248	0	16.5248	37.4448	37.4448
50	0.27933	4.01037	80.068	UG I	0	26	1.80353	2.15708	4.42268	0	4.42268	14.7225	14.7225

• Global Minimum Query (gle/morgenstern-price) - Safety Factor: 1.52885

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Angle of Slice Base [degrees]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]	Base Vertical Stress [kPa]	Effective Vertical Stress [kPa]
1	0.333864	0.582475	-30.1404	UG II	0	36	1.23977	1.89543	2.60884	0	2.60884	1.88899	1.88899
2	0.333864	1.70251	-28.1848	UG II	0	36	3.76715	5.7594	7.92713	0	7.92713	5.90848	5.90848
3	0.333864	2.73511	-26.2644	UG II	0	36	6.31968	9.66185	13.2984	0	13.2984	10.1799	10.1799
4	0.333864	3.68469	-24.3753	UG II	0	36	8.86673	13.5559	18.6581	0	18.6581	14.6406	14.6406
5	0.333864	4.55506	-22.5141	UG II	0	36	11.3691	17.3816	23.9237	0	23.9237	19.2113	19.2113
6	0.333864	5.34951	-20.6776	UG II	0	36	13.7806	21.0685	28.9983	0	28.9983	23.7972	23.7972
7	0.333864	6.07088	-18.863	UG II	0	36	16.0518	24.5408	33.7774	0	33.7774	28.2932	28.2932
8	0.333864	6.72163	-17.068	UG II	0	36	18.1328	27.7224	38.1565	0	38.1565	32.5892	32.5892
9	0.333864	7.30389	-15.29	UG II	0	36	19.9774	30.5425	42.0382	0	42.0382	36.5768	36.5768
10	0.333864	7.81949	-13.5271	UG II	0	36	21.5458	32.9403	45.3385	0	45.3385	40.155	40.155
11	0.333864	8.27	-11.7771	UG II	0	36	22.8071	34.8687	47.9927	0	47.9927	43.2375	43.2375
12	0.333864	8.65673	-10.0382	UG II	0	36	23.7409	36.2963	49.9577	0	49.9577	45.7552	45.7552
13	0.333864	8.98081	-8.30854	UG II	0	36	24.3377	37.2087	51.2134	0	51.2134	47.6592	47.6592
14	0.333864	9.24315	-6.58653	UG II	0	36	24.5989	37.608	51.7629	0	51.7629	48.9225	48.9225
15	0.333864	9.44447	-4.87048	UG II	0	36	24.536	37.5118	51.6306	0	51.6306	49.5399	49.5399
16	0.333864	9.58531	-3.1588	UG II	0	36	24.1691	36.951	50.8588	0	50.8588	49.525	49.525
17	0.333864	9.66607	-1.44995	UG II	0	36	23.5253	35.9667	49.5039	0	49.5039	48.9085	48.9085
18	0.333864	9.68695	0.25762	UG II	0	36	22.6365	34.6078	47.6335	0	47.6335	47.7353	47.7353
19	0.333864	9.64801	1.96542	UG II	0	36	21.5374	32.9275	45.3208	0	45.3208	46.0599	46.0599
20	0.333864	9.54915	3.67496	UG II	0	36	20.2641	30.9807	42.6411	0	42.6411	43.9427	43.9427
21	0.333864	9.39011	5.38779	UG II	0	36	18.8516	28.8212	39.6689	0	39.6689	41.4468	41.4468
22	0.333864	9.17044	7.10547	UG II	0	36	17.3332	26.4999	36.4739	0	36.4739	38.6346	38.6346
23	0.333864	8.88956	8.8296	UG II	0	36	15.7393	24.063	33.12	0	33.12	35.5649	35.5649
24	0.333864	8.50302	10.5618	UG II	0	36	13.9659	21.2202	29.554	0	29.554	32.679	32.679
25	0.333864	8.03757	12.3039	UG II	0	36	11.7486	17.9222	25.554	0	25.554	29.1881	29.1881
26	0.333864	7.50247	14.0576	UG II	0	36	9.2532	14.092	21.325	0	21.325	25.881	25.881
27	0.333864	6.93999	15.8249	UG II	0	36	6.7559	11.6121	17.826	0	17.826	22.845	22.845
28	0.333864	6.34781	17.6078	UG II	0	36	4.4332	9.1094	14.366	0	14.366	20.333	20.333
29	0.333864	5.72081	19.4084	UG II	0	36	2.3654	6.7358	12.366	0	12.366	18.838	18.838
30	0.333864	5.05147	21.2293	UG II	0	36	0.6804	4.7357	10.001	0	10.001	17.437	17.437
31	0.333864	4.34285	23.073	UG II	0	36	-0.5733	3.2085	8.204	0	8.204	16.133	16.133
32	0.333864	3.59254	24.9423	UG II	0	36	-1.6583	2.067	6.808	0	6.808	15.299	15.299
33	0.333864	2.81621	26.8405	UG II	0	36	-2.3044	1.379	5.75	0	5.75	14.699	14.699
34	0.333864	2.0144	28.7711	UG II	0	36	-2.61073	0.912	4.9228	0	4.9228	14.234	14.234
35	0.333864	1.17555	30.7381	UG II	0	36	-2.30359	0.5954	4.5596	0	4.5596	14.151	14.151
36	0.333864	0.31256	32.7463	UG I	0	26	-1.73022	0.41741	4.5818	0	4.5818	14.141	14.141
37	0.333864	-0.7093	34.8008	UG I	0	26	-1.26919	0.2791	4.534	0	4.534	14.3909	14.3909
38	0.333864	-1.586	36.908	UG I	0	26	-0.875	0.1875	4.8183	0	4.8183	14.984	14.984
39	0.333864	-2.36906	39.0753	UG I	0	26	-0.5256	0.1441	5.2361	0	5.2361	15.6885	15.6885
40	0.333864	-3.0944	41.3114	UG I	0	26	-0.2934	0.10544	5.7465	0	5.7465	16.4608	16.4608
41	0.333864	-3.7565	43.6273	UG I	0	26	-0.1664	0.079113	6.3273	0	6.3273	17.9761	17.9761
42	0.333864	-4.3601	46.0364	UG I	0	26	-0.061	0.0553	6.9343	0	6.9343	19.7744	19.7744
43	0.333864	-4.9388	48.5559	UG I	0	26	0.0367	0.04065	7.4256	0	7.4256	21.828	21.828
44	0.333864	-5.4996	51.2083	UG I	0	26	0.12784	0.0296	7.7573	0	7.7573	24.214	24.214
45	0.333864	-6.0695	54.0242	UG I	0	26	0.27077	0.0281	8.3334	0	8.3334	27.395	27.395
46	0.333864	-6.649	57.0469	UG I	0	26	0.46158	0.0158	8.5302	0	8.5302	31.5235	31.5235
47	0.333864	-7.2307	60.3417	UG I	0	26	0.69456	0.0083	8.803	0	8.803	36.7483	36.7483
48	0.333864	-7.8106	64.0157	UG I	0	26	0.9346	0.00531	9.2047	0	9.2047	43.4778	43.4778
49	0.333864	-8.3919	68.2707	UG I	0	26	1.18338	0.00338	9.6144	0	9.6144	51.6982	51.6982
50	0.333864	-8.9702	73.6021	UG I	0	26	1.52314	0.00266	10.0446	0	10.0446	61.95037	61.95037

### Interslice Data

• Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.47188

Slice Number	X coordinate [m]	Y coordinate - Bottom [m]	Interslice Normal Force [kN]	Interslice Shear Force [kN]	Interslice Force Angle [degrees]
1	-7.84427	0	0	0	0
2	-7.51041	-0.193849	0.867724	0	0
3	-7.17654	-0.372752	3.21942	0	0
4	-6.84268	-0.537501	6.73255	0	0
5	-6.50881	-0.688775	11.1435	0	0
6	-6.17495	-0.827162	16.2343	0	0
7	-5.84108	-0.95317	21.8233	0	0
8	-5.50722	-1.06724	27.7578	0	0
9	-5.17335	-1.16974	33.9087	0	0



Slice Number	X coordinate [m]	Y coordinate - Bottom [m]	Interslice Normal Force [kN]	Interslice Shear Force [kN]	Interslice Force Angle [degrees]
10	-4.83949	-1.26101	40.1664	0	0
11	-4.50563	-1.34134	46.4378	0	0
12	-4.17176	-1.41094	52.6434	0	0
13	-3.8379	-1.47004	58.7157	0	0
14	-3.50403	-1.5188	64.5971	0	0
15	-3.17017	-1.55735	70.2393	0	0
16	-2.8363	-1.5858	75.6017	0	0
17	-2.50244	-1.60422	80.6509	0	0
18	-2.16857	-1.61267	85.3599	0	0
19	-1.83471	-1.61117	89.7076	0	0
20	-1.50085	-1.59972	93.6784	0	0
21	-1.16698	-1.57827	97.2617	0	0
22	-0.833116	-1.54678	100.452	0	0
23	-0.499252	-1.50517	103.249	0	0
24	-0.165387	-1.45331	105.656	0	0
25	0.168477	-1.39105	114.672	0	0
26	0.502342	-1.31824	127.565	0	0
27	0.836206	-1.23464	136.705	0	0
28	1.17007	-1.14001	144.017	0	0
29	1.50394	-1.03405	149.54	0	0
30	1.8378	-0.916422	153.313	0	0
31	2.17166	-0.786728	155.378	0	0
32	2.50553	-0.644508	155.777	0	0
33	2.83939	-0.489234	154.557	0	0
34	3.17326	-0.320291	151.765	0	0
35	3.50712	-0.136966	147.455	0	0
36	3.84099	0.0615686	141.686	0	0
37	4.17485	0.276287	128.242	0	0
38	4.50872	0.508336	113.594	0	0
39	4.84258	0.759082	97.7916	0	0
40	5.17644	1.03017	80.9182	0	0
41	5.51031	1.32359	63.0722	0	0
42	5.84417	1.64183	44.6028	0	0
43	6.17804	1.988	26.2401	0	0
44	6.5119	2.3661	7.45125	0	0
45	6.84577	2.78147	-11.5325	0	0
46	7.17963	3.2414	-30.4106	0	0
47	7.5135	3.75643	-48.7783	0	0
48	7.84736	4.34275	-66.0611	0	0
49	8.18123	5.02775	-81.3833	0	0
50	8.51509	5.86547	-93.2475	0	0
51	8.84895	7	0	0	0

• Global Minimum Query (janbu simplified) - Safety Factor: 1.19603

Slice Number	X coordinate [m]	Y coordinate - Bottom [m]	Interslice Normal Force [kN]	Interslice Shear Force [kN]	Interslice Force Angle [degrees]
1	-5.89706	0	0	0	0
2	-5.61773	-0.167057	0.793511	0	0
3	-5.3384	-0.321041	2.92186	0	0
4	-5.05907	-0.462687	6.07419	0	0
5	-4.77974	-0.592619	10.0047	0	0
6	-4.50041	-0.711376	14.5159	0	0
7	-4.22108	-0.819422	19.447	0	0
8	-3.94175	-0.917155	24.6659	0	0
9	-3.66242	-1.00492	30.0628	0	0
10	-3.38308	-1.08301	35.5459	0	0
11	-3.10375	-1.15169	41.0383	0	0
12	-2.82442	-1.21116	46.4751	0	0
13	-2.54509	-1.26162	51.8016	0	0
14	-2.26576	-1.3032	56.9717	0	0
15	-1.98643	-1.33604	61.9467	0	0
16	-1.7071	-1.36022	66.6944	0	0
17	-1.42777	-1.37581	71.1882	0	0
18	-1.14844	-1.38287	75.4064	0	0
19	-0.869111	-1.3814	79.3321	0	0
20	-0.58978	-1.3714	82.9524	0	0
21	-0.31045	-1.35285	86.2584	0	0
22	-0.0311194	-1.3257	89.2448	0	0
23	0.248211	-1.28986	109.514	0	0

Slice Number	X coordinate [m]	Y coordinate - Bottom [m]	Interslice Normal Force [kN]	Interslice Shear Force [kN]	Interslice Force Angle [degrees]
24	0.527542	-1.24524	128.232	0	0
25	0.806872	-1.19169	142.907	0	0
26	1.0862	-1.12907	155.893	0	0
27	1.36553	-1.05717	167.228	0	0
28	1.64486	-0.975776	176.944	0	0
29	1.92419	-0.884611	185.075	0	0
30	2.20352	-0.783364	191.656	0	0
31	2.48285	-0.671675	196.719	0	0
32	2.76219	-0.549122	200.297	0	0
33	3.04152	-0.415217	202.426	0	0
34	3.32085	-0.269395	203.14	0	0
35	3.60018	-0.110993	202.476	0	0
36	3.87951	0.060762	200.474	0	0
37	4.15884	0.246785	191.224	0	0
38	4.43817	0.448162	180.841	0	0
39	4.7175	0.666197	169.351	0	0
40	4.99683	0.902477	156.8	0	0
41	5.27616	1.15895	143.245	0	0
42	5.55549	1.43808	128.751	0	0
43	5.83482	1.743	113.604	0	0
44	6.11415	2.07785	98.3825	0	0
45	6.39348	2.44827	82.6343	0	0
46	6.67281	2.8623	66.5404	0	0
47	6.95214	3.33212	50.351	0	0
48	7.23147	3.87784	34.4366	0	0
49	7.5108	4.5376	19.4041	0	0
50	7.79013	5.40477	6.4454	0	0
51	8.06946	7	0	0	0

• Global Minimum Query (gle/morgenstern-price) - Safety Factor: 1.52885

Slice Number	X coordinate [m]	Y coordinate - Bottom [m]	Interslice Normal Force [kN]	Interslice Shear Force [kN]	Interslice Force Angle [degrees]
1	-7.84427	0	0	0	0
2	-7.51041	-0.193849	0.891097	0.0333126	2.14094
3	-7.17654	-0.372752	3.48364	0.25995	4.26751
4	-6.84268	-0.537501	7.65066	0.853521	6.3657
5	-6.50881	-0.688775	13.2534	1.96234	8.4222
6	-6.17495	-0.827162	20.1375	3.7049	10.4247
7	-5.84108	-0.95317	28.1313	6.16558	12.3621
8	-5.50722	-1.06724	37.0473	9.39141	14.2247
9	-5.17335	-1.16974	46.685	13.3903	16.0041
10	-4.83949	-1.26101	56.8358	18.1316	17.6936
11	-4.50563	-1.34134	67.29	23.5482	19.2875
12	-4.17176	-1.41094	77.8424	29.5416	20.782
13	-3.8379	-1.47004	88.2994	35.9874	22.1739
14	-3.50403	-1.5188	98.4842	42.743	23.4613
15	-3.17017	-1.55735	108.242	49.6551	24.6429
16	-2.8363	-1.5858	117.442	56.5677	25.7185
17	-2.50244	-1.60422	125.98	63.3289	26.6882
18	-2.16857	-1.61267	133.78	69.7972	27.5525
19	-1.83471	-1.61117	140.793	75.8464	28.3117
20	-1.50085	-1.59972	146.992	81.3693	28.9673
21	-1.16698	-1.57827	152.375	86.2798	29.52
22	-0.833116	-1.54678	156.959	90.5133	29.9707
23	-0.499252	-1.50517	160.778	94.0272	30.3202
24	-0.165387	-1.45331	163.878	96.799	30.5694
25	0.168477	-1.39105	174.109	103.455	30.7186
26	0.502342	-1.31824	188.091	111.984	30.7684
27	0.836206	-1.23464	197.572	117.397	30.7187
28	1.17007	-1.14001	204.754	120.944	30.5695
29	1.50394	-1.03405	209.803	122.699	30.3204
30	1.8378	-0.916422	212.884	122.763	29.9706
31	2.17166	-0.786728	214.154	121.261	29.52
32	2.50553	-0.644508	213.764	118.332	28.9673
33	2.83939	-0.489234	211.852	114.127	28.3118
34	3.17326	-0.320291	208.55	108.807	27.5524
35	3.50712	-0.136966	203.978	102.538	26.6883
36	3.84099	0.0615686	198.25	95.4902	25.7185
37	4.17485	0.276287	186.945	85.7598	24.643

Slice Number	X coordinate [m]	Y coordinate - Bottom [m]	Interslice Normal Force [kN]	Interslice Shear Force [kN]	Interslice Force Angle [degrees]
38	4.50872	0.508336	174.862	75.8914	23.4612
39	4.84258	0.759082	162.024	66.0348	22.1739
40	5.17644	1.03017	148.477	56.3477	20.782
41	5.51031	1.32359	134.261	46.9849	19.2876
42	5.84417	1.64183	119.628	38.1633	17.6935
43	6.17804	1.988	105.152	30.1601	16.0042
44	6.5119	2.3661	90.2865	22.8874	14.2247
45	6.84577	2.78147	75.1396	16.4684	12.3621
46	7.17963	3.2414	59.869	11.0147	10.4247
47	7.5135	3.75643	44.7159	6.62079	8.42222
48	7.84736	4.34275	30.0726	3.35496	6.36571
49	8.18123	5.02775	16.6264	1.24066	4.2675
50	8.51509	5.86547	5.72517	0.214028	2.14093
51	8.84895	7	0	0	0

## Entity Information

---

### Group: Group 1

#### Shared Entities

Type	Coordinates																								
External Boundary	<table border="1"> <thead> <tr><th>X</th><th>Y</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>-20</td><td>0</td></tr> <tr><td>-20</td><td>-5</td></tr> <tr><td>-20</td><td>-15</td></tr> <tr><td>9</td><td>-15</td></tr> <tr><td>9</td><td>-5</td></tr> <tr><td>9</td><td>0</td></tr> <tr><td>9</td><td>7</td></tr> <tr><td>0.526519</td><td>7</td></tr> <tr><td>0.29</td><td>7</td></tr> <tr><td>0</td><td>7</td></tr> <tr><td>0</td><td>0</td></tr> </tbody> </table>	X	Y	-20	0	-20	-5	-20	-15	9	-15	9	-5	9	0	9	7	0.526519	7	0.29	7	0	7	0	0
	X	Y																							
	-20	0																							
	-20	-5																							
	-20	-15																							
	9	-15																							
	9	-5																							
	9	0																							
	9	7																							
	0.526519	7																							
	0.29	7																							
	0	7																							
0	0																								
Material Boundary	<table border="1"> <thead> <tr><th>X</th><th>Y</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>-20</td><td>-5</td></tr> <tr><td>9</td><td>-5</td></tr> </tbody> </table>	X	Y	-20	-5	9	-5																		
	X	Y																							
-20	-5																								
9	-5																								
Material Boundary	<table border="1"> <thead> <tr><th>X</th><th>Y</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>4</td><td>0</td></tr> <tr><td>4</td><td>0.17</td></tr> <tr><td>0.5</td><td>0.57</td></tr> <tr><td>0.29</td><td>7</td></tr> </tbody> </table>	X	Y	0	0	4	0	4	0.17	0.5	0.57	0.29	7												
	X	Y																							
	0	0																							
	4	0																							
	4	0.17																							
0.5	0.57																								
0.29	7																								
Material Boundary	<table border="1"> <thead> <tr><th>X</th><th>Y</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>4</td><td>0</td></tr> <tr><td>9</td><td>0</td></tr> </tbody> </table>	X	Y	4	0	9	0																		
	X	Y																							
4	0																								
9	0																								

#### Scenario-based Entities

Type	Coordinates	Master Scenario								
Distributed Load	<table border="1"> <thead> <tr><th>X</th><th>Y</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>0.29</td><td>7</td></tr> <tr><td>0.526519</td><td>7</td></tr> <tr><td>5.76238</td><td>7</td></tr> </tbody> </table>	X	Y	0.29	7	0.526519	7	5.76238	7	Constant Distribution Orientation: Vertical Magnitude: 6 kN/m2 Creates Excess Pore Pressure: No
	X	Y								
	0.29	7								
0.526519	7									
5.76238	7									