

COMUNE DI LUISAGO (CO)

RIQUALIFICAZIONE DI VIA ALLA CAVA, ADEGUAMENTO TRATTO DI VIA FONTANINO

LOTTO 1B

PROGETTO ESECUTIVO

Attuatori del progetto		Progetto						
PA 2 IGEA S.r.l. Via Rezzonico, 39 22100 Como (CO) <i>Giuliano Balte</i>	PA 3 COSTRUZIONI EDLI TETTAMANTI di Geom. GIUSEPPE TETTAMANTI & C. s.n.c. Via IV Novembre - 22070 LUISAGO (CO) <i>Enrico Tettamanti</i>	Studio Tecnico Ing. Enrico Tettamanti <i>ingegnere civile</i> Via Parini, 1 22070 LUISAGO (CO) Tel. e fax 031/928.769 Albo Ingegneri provincia di Como n. 1877						
Redatto STE	Progetto COMUNE DI LUISAGO (CO) RIQUALIFICAZIONE DI VIA ALLA CAVA, ADEGUAMENTO TRATTO DI VIA FONTANINO LOTTO 1B		Collaboratori					
Verificato ZAP								
Approvato ETE								
Scala	Titolo RELAZIONI OPERE STRUTTURALI		Elaborato n. B					
Data emissione Gennaio 2017								
File D:\Doc\Luisago\Via alla Cava\Esecutivo\1 Descrittivi\Lotto1B_B_RelOpereStrutturali								
Stato	Prowvisorio <input type="checkbox"/>	Di massima <input type="checkbox"/>	Preliminare <input type="checkbox"/>	Definitivo <input type="checkbox"/>	Esecutivo <input checked="" type="checkbox"/>	Costruttivo <input type="checkbox"/>	Variante <input type="checkbox"/>	Stato
Rev.	Descrizione			Redatto	Verificato	Approvato	Data	

Lo Studio Tecnico Ing. E. Tettamanti si riserva la proprietà di questo disegno con la proibizione di riprodurlo o trasferirlo a terzi senza autorizzazione scritta.

RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA E DI CALCOLO

*NUOVI MURI DI CONTENIMENTO A MENSOLA – Progetto di
riqualificazione di via alla cava, via Garibaldi e Realizzazione di una
nuova rotatoria, Comune di Luisago (CO).*

Sommario

INTRODUZIONE.....	3
NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
RELAZIONE SUI MATERIALI	6
CALCESTRUZZO.....	6
ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO.....	7
ANALISI DEI CARICHI	9
CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI	9
CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI	9
Spinta delle terre.....	9
CARICHI VARIABILI.....	9
CARICO NEVE E VENTO.....	9
CARICHI SISMICI	9
AZIONI ECCEZIONALI.....	12
Urti	12
COMBINAZIONI DI CARICO.....	13
SOFTWARE DI CALCOLO.....	14
Simbologia	14
Tipo di analisi e codici di calcolo	15
Analisi delle azioni sismiche.....	17
Carichi esterni concentrati e ripartiti.....	17
Stabilità alla traslazione (scorrimento)	18
Stabilità alla rotazione (ribaltamento).....	19
Stabilità globale	20
Pressioni in fondazione e carico limite	20
Cedimenti e spostamenti della struttura.....	21
Resistenza strutturale.....	21
Affidabilità del codice di calcolo.....	23
Validazione codice di calcolo.....	23
RISULTATI DI CALCOLO.....	24
VERIFICA MURO SEZIONE TIPO 01.....	24

Unita' di misura	24
Dati di calcolo	24
Azioni verticali.....	25
Azioni di spinta.....	25
Stabilita' a scorrimento e ribaltamento	26
Terreno di fondazione.....	27
Stabilita' globale.....	28
Sollecitazioni delle sezioni tipo.....	29
Resistenza strutturale.....	32
VERIFICA MURO SEZIONE TIPO 02.....	33
Unita' di misura	33
Dati di calcolo	33
Azioni verticali.....	34
Azioni di spinta.....	34
Stabilita' a scorrimento e ribaltamento	35
Terreno di fondazione.....	36
Stabilita' globale.....	38
Sollecitazioni delle sezioni tipo.....	39
Resistenza strutturale.....	41
VERIFICA MURO SEZIONE TIPO 03.....	43
Unita' di misura	43
Dati di calcolo	43
Azioni verticali.....	44
Azioni di spinta.....	44
Stabilita' a scorrimento e ribaltamento	45
Terreno di fondazione.....	46
Stabilita' globale.....	48
Sollecitazioni delle sezioni tipo.....	49
Resistenza strutturale.....	51
CONCLUSIONI	53

RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA E DI CALCOLO

NUOVI MURI DI CONTENIMENTO A MENSOLA – Progetto di riqualificazione di via alla cava, via Garibaldi e Realizzazione di una nuova rotatoria, Comune di Luisago (CO).

INTRODUZIONE

La presente relazione tecnica ha come oggetto il calcolo e la verifica di un sistema di opere di contenimento terra costituito da una serie di muri a mensola realizzati in cemento armato gettato in opera. Le opere sono propedeutiche al progetto di riqualificazione di un sistema viabilistico sito nel Comune di Luisago.

Nel dettaglio, il progetto prevede la riqualificazione di una intersezione tra la via Garibaldi e via alla Cava, la quale attualmente risulta di difficile fruibilità veicolare a causa degli stretti spazi di manovra disponibili; il progetto ha come obiettivo quello di allargare i calibri stradali delle due vie, risolvendo il nodo dell'intersezione inserendo una nuova rotatoria, capace di dare fruibilità a tutto il sistema viabilistico. L'opera si inserisce in un contesto geomorfologico non pianeggiante, anzi la viabilità è intestata su di un versante collinare, da qui l'esigenza di creare delle strutture di contenimento terra.

I muri sono di tipo a mensola, realizzati in opera in calcestruzzo armato; gli stessi presentano altezze variabili, che seguono, per l'appunto, l'andamento geomorfologico della zona.

Per diminuire l'impatto ambientale e visivo delle nuove strutture, il paramento verticale in vista sarà rivestito con del materiale tipo "geopietra" o "pietra ricostruita". Sulla sommità è previsto un cordolo di coronamento sempre in c.a..

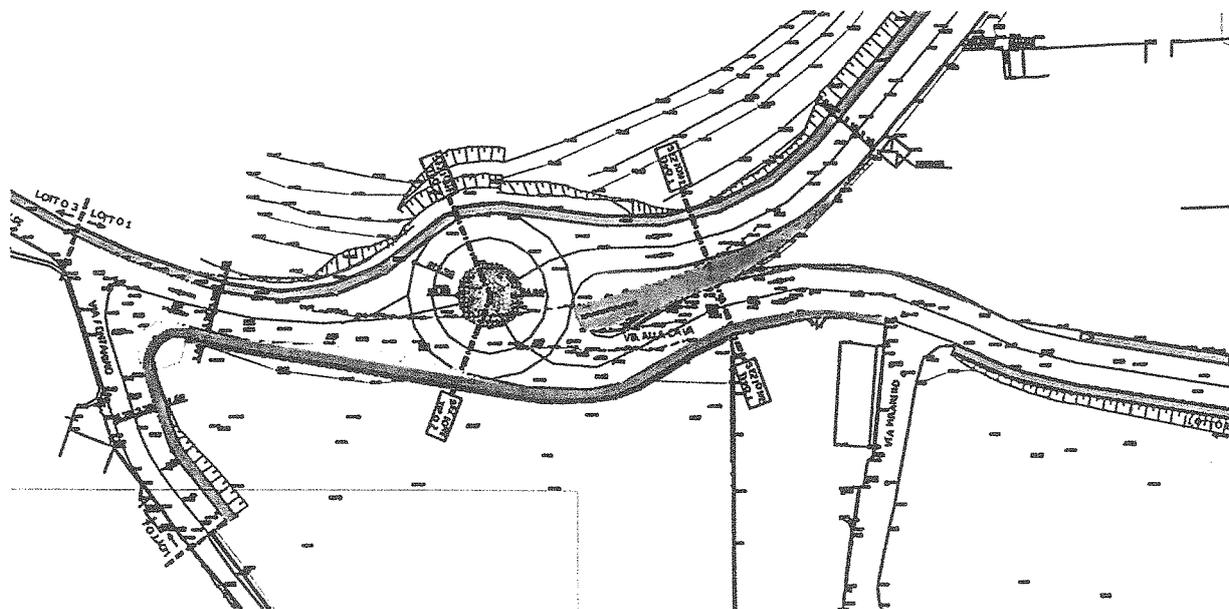


Figura 1 – Estratto planimetrico del progetto viabilistico

Il luogo in cui saranno ubicati i muri, secondo le nuove norme NTC 2008, è classificato come zona 4 (a bassa sismicità). Data la variabilità geometrica complessiva, per il calcolo vengono considerate tre situazioni tipiche che raggruppano tutte le situazioni possibili.

Nella seguente tabella, con riferimento al progetto stradale, si indica la posizione delle tipologie dei muri secondo gli assi di progetto:

Asse di progetto	Sezione Muro 01	Sezione Muro 02	Sezione Muro 03
Asse 01 – via Garibaldi (dir. Villaguardia)	da sez.13 a sez.21	-	da sez.01 a sez.13
Asse 02 – via alla Cava	-	da sez.28 a sez.32	da sez.25 a sez.27
Asse 03 – via Garibaldi (dir. Luisago)	da sez.06 a sez.09 (lato sx)	da sez.02 a sez.09 (lato dx)	da sez.01 a sez.06 (lato sx)
Rotatoria	da sez.08 a sez.10	da sez.02 a sez.04	-

In allegato alla presente le tavole con i disegni esecutivi dei casseri e delle armature.

Per i parametri geologici e geotecnici si fa riferimento alla Relazione Geologica e Geotecnica (dicembre 2014) a firma del dott. geol Alessandro Ciarmiello, allegata al progetto.

Di seguito sono riportati le caratteristiche dei materiali, i parametri di calcolo, le azioni ed i carichi considerati con le sue combinazioni ed i risultati numerici relativi alle verifiche eseguite sugli elementi strutturali.

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

D.M. LL. PP. 11-03-88

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.

Circolare Ministeriale del 24-07-88, n. 30483/STC.

Legge 02-02-74 n. 64, art. 1 - D.M. 11-03-88.

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.

Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14-01-08 e Circolare 02 Febbraio 2009, n° 617 / C.S.LL.PP.

Sicurezza (cap.2), Azioni sulle costruzioni (cap.3), Costruzioni in Calcestruzzo (cap.4.1), Progettazione geotecnica (cap.6), Progettazione per azioni sismiche (cap.7), Materiali e prodotti per uso strutturale (cap. 11), Riferimenti tecnici (cap.12).

RELAZIONE SUI MATERIALI

CALCESTRUZZO

La seguente tabella riassume le caratteristiche dei calcestruzzi utilizzati:

Denominazione ai sensi del D.M. 14/01/2008		C25/30
	$R_{ck} \geq$	30 N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} \approx 0,83 R_{ck}$	25 N/mm ²
Modulo elastico	$E_c = 5700 (R_{ck})^{0,60}$	31220 N/mm ²
Resistenza a compressione di calcolo N.B.: Nel caso di elementi piani (solette, pareti) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di calcolo a compressione sarà ridotta di $0,80f_{cd}$	$f_{cd} = a_{cc} f_{ck} / \gamma_c$ $a_{cc} = 0,85$ coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\gamma_c = 1,5$ coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo (=1 nel caso di specifiche situazioni eccezionali)	14,1 N/mm ²
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3}$ per classi \leq C50/60	2,56 N/mm ²
Resistenza a trazione caratteristica	$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm}$	1,79 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	1,19 N/mm ²
Resistenza a trazione per flessione media	$f_{ctm} = 1,2 f_{ctm}$	3,07 N/mm ²
Resistenza a trazione per flessione caratteristica	$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm}$	2,15 N/mm ²
Resistenza a trazione per flessione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	1,43 N/mm ²
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0,2 calcestruzzo non fessurato 0 calcestruzzo fessurato
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	$10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
Densità	Calcestruzzo armato	25 kN/m ³
Classe di consistenza		S4 per i muri
Classe di esposizione	Secondo UNI 11104:2004 e UNI EN 206-1:2006	XC2 (Umidità moderata)

ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO

Tutti gli acciai per cemento armato devono essere ad aderenza migliorata, aventi cioè una superficie dotata di nervature trasversali, uniformemente distribuite sull'intera lunghezza, atte ad aumentarne l'aderenza al conglomerato cementizio.

Le barre sono caratterizzate dal diametro \varnothing della barra tonda liscia equipesante, calcolato nell'ipotesi che la densità dell'acciaio sia pari a $7,85 \text{ daN/dm}^3$.

Esistono 2 tipi di acciaio per calcestruzzo armato:

- Tipo B450C
- Tipo B450A

Gli acciai B450C possono essere impiegati in barre di diametro \varnothing compreso tra 6 e 40 mm. Per gli acciai B450A il diametro \varnothing delle barre deve essere compreso tra 5 e 10 mm. L'uso di acciai forniti in rotoli è ammesso, senza limitazioni, per diametri fino a $\varnothing \leq 16 \text{ mm}$ per B450C e fino a $\varnothing \leq 10 \text{ mm}$ per B450A.

L'acciaio B450C e B450A sono caratterizzati dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

Tensione di snervamento	$f_{y,nom}$	450 N/mm ²
Tensione di rottura	$f_{t,nom}$	540 N/mm ²

Inoltre devono essere rispettati i requisiti indicati nelle seguenti tabelle:

- Acciaio B450C

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y,nom}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq f_{t,nom}$	5.0
$(f_t / f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
$(f_y / f_{y,nom})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$:	$\geq 7,5\%$	10.0
Diametro mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\varnothing < 12 \text{ mm}$	4 \varnothing	
$12 \leq \varnothing \leq 16 \text{ mm}$	5 \varnothing	
per $16 < \varnothing \leq 25 \text{ mm}$	8 \varnothing	
per $25 < \varnothing \leq 40 \text{ mm}$	10 \varnothing	

- Acciaio B450A

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y,nom}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq f_{t,nom}$	5.0
$(f_t / f_y)_k$	$\geq 1,05$	10.0
$(f_y / f_{y,nom})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$:	$\geq 2,5\%$	10.0
Diametro mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
per $\varnothing \leq 10 \text{ mm}$	4 \varnothing	

La resistenza di calcolo dell'acciaio f_{yd} è data da:

$$f_{yd} = f_{yk} / g_s = 391,3 \text{ N/mm}^2 \text{ dove}$$

$g_s = 1,15$ coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio;

$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2 =$ tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

ANALISI DEI CARICHI

CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI

Per i carichi dei pesi strutturali si fa riferimento ai pesi propri dei materiali indicati nel capitolo "relazione sui materiali".

In particolare, per la struttura in calcestruzzo armato si è assunto un peso specifico pari a 25 kN/m^3 .

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Si ricavano i pesi non strutturali permanenti, agenti sulla struttura:

Spinta delle terre

L'opera è oggetto di spinte del terreno. L'entità di tale spinta viene ricavata nei paragrafi successivi in funzione della geometria del muro.

CARICHI VARIABILI

I carichi variabili sono definiti come modelli di carico uniformemente distribuito, in particolare, non essendo un'opera rientrante nell'elenco della tabella 3.1.II, si adottano i seguenti carichi:

- $q_k=2,00 \text{ kN/m}^2$: carico aggiuntivo per manutenzione del verde;
- $q_k=4,00 \text{ kN/m}^2$: carico aggiuntivo in presenza di marciapiede;

CARICO NEVE E VENTO

Le azioni derivanti dall'azione degli agenti atmosferici come neve e vento, non risultano rilevanti ai fini del dimensionamento della struttura in oggetto, pertanto non saranno prese in considerazione.

CARICHI SISMICI

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica di un sito è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo, in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato. Nelle NTC, tale lasso di tempo, espresso in anni, è denominato "periodo di riferimento" V_R e la probabilità è denominata "probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento" P_{V_R} . Le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di riferimento, per una fissata P_{V_R} , si ritengono individuate quando se ne conosca l'accelerazione massima ed il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione. I caratteri del moto sismico su sito di riferimento rigido orizzontale sono descritti dalla distribuzione sul territorio

nazionale delle seguenti grandezze, sulla base delle quali sono compiutamente definite le forme spettrali per la generica PV_R :

- a_g = accelerazione massima al sito;
- F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- Tc^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

I valori di a_g , F_o e Tc^* sono riportati nell'Allegato B delle NTC.

Di seguito si riportano i dati per la costruzione degli spettri utilizzati.

Coordinate geografiche:

- Longitudine : 9,03655751
- Latitudine : 45,76524579

Dati Costruzione

- Vita nominale V_N : 50
"Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale" (Tab. 2.4.I NTC2008)
- Classe d'uso : II
Coefficiente d'uso C_U : 1,0
"Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. ..."
- Periodo di riferimento dell'azione sismica ($V_R=V_N \times C_U$) : 50 anni
- Zona sismica : 4
- Categoria del suolo : C
- Topografia : T2
- Rapporto h/H altezza pendio : 1,00
- Coeff. Amplif. topografica St : 1,20
- Coeff. Smorzamento (%) ξ : 2,00
- Classe di duttilità : Nessuna

Definizione dello Spettro Sismico.

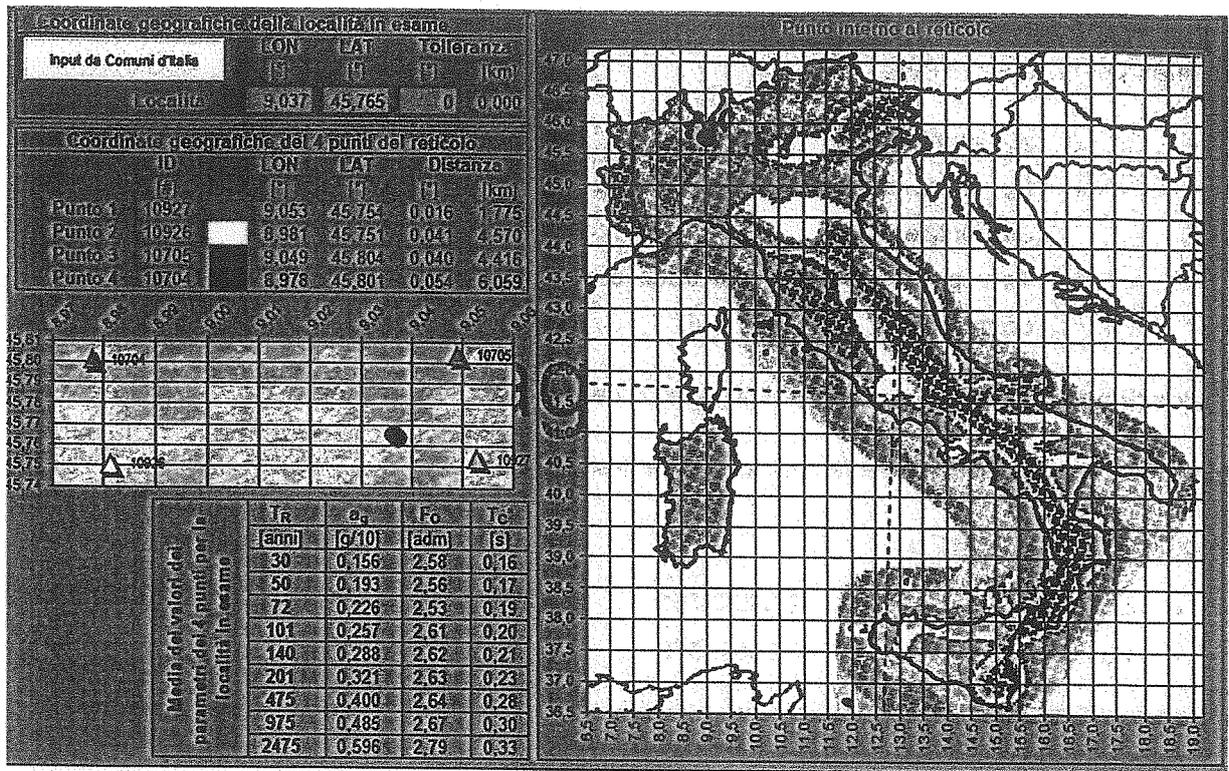


Figura 2 - Localizzazione Sismica

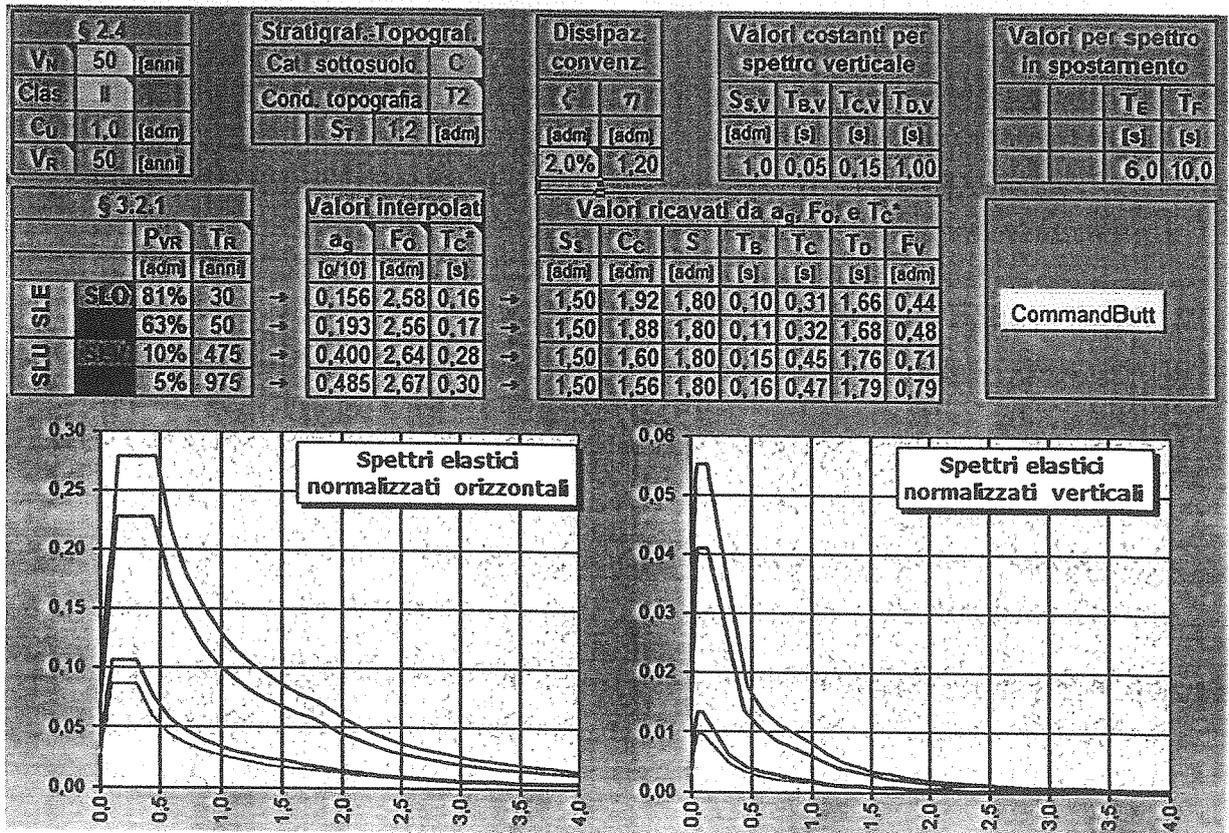


Figura 3 - Definizione degli Spettri

AZIONI ECCEZIONALI

Urti

In alcuni tratti dei manufatti, a protezione dalla caduta verranno posizionate dei guard-rail categoria H3. In caso di urto questi trasmettono sul muro una forza ed un momento che di seguito andiamo a calcolare. Secondo quanto riportato al punto 3.6.3.3.2 delle NTC2008, in assenza di specifiche prescrizioni, nel progetto strutturale si può tener conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale di collisione di 100 kN . Essa deve essere considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 100 mm sotto la sommità dell'elemento o 1,0 m sopra il livello del piano di marcia, a seconda di quale valore sia più piccolo. Questa forza deve essere applicata su una linea lunga 0,50 m.

Sulla sommità del muro saranno applicate le seguenti componenti:

- Forza orizzontale $q_h = 100 \text{ kN} \times 0,50 \text{ m} = 50 \text{ kN/m}$;
- Momento $m_h = (100 \text{ kN} \times 1 \text{ m}) \times 0,50 \text{ m} = 50 \text{ kNm/m}$

COMBINAZIONI DI CARICO

Si considerano i seguenti Approcci: Approccio 1 – Combinazione 1 (A1,M1,R1)

Approccio 1 – Combinazione 2 (A2,M2,R2)

Approccio 2 (A1,M1,R3)

Da cui derivano le seguenti combinazioni di carico

COMBINAZIONI DI CALCOLO : Combinazione a) A1 + M1 + R1

Combinazione b) A2 + M2 + R2

Combinazione c) EQU+ M2 + R1

Combinazione d) A1* + M1 + R1 ± Sisma

Combinazione e) A2* + M2 + R2 ± Sisma

Combinazione f) EQU* + M2 + R1 ± Sisma

Verifica a stabilità globale: Combinazione g) A2* + M2 + R2 ± Sisma

I coefficienti parziali adottati in ogni combinazione elaborata per la verifica delle opere di sostegno, vengono definite nelle seguenti tabelle dei coefficienti.

TAB1 - Coefficienti per le azioni o per l'effetto delle azioni

Carichi	Effetto	Coeff. Parz.	A1 (STR)	A2 (GEO)	EQU	A1*	A2*	EQU*
Permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	1.0	1.0	0.9	1.0	1.0	1.0
	Sfavorevoli		1.3	1.0	1.1	1.0	1.0	1.0
Permanenti non. Strutt.	Favorevoli	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0
	Sfavorevoli		1.5	1.3	1.5	1.0	1.0	1.0
Variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0
	Sfavorevoli		1.5	1.3	1.5	1.0	1.0	1.0

TAB2 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza a cui applicare i coeff. parz.	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\tan\phi'$	1.00	1.25
Coesione	C'	1.00	1.25
Coesione non drenata	Cu	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	γ	1.00	1.00

TAB3 - Coefficienti parziali per le resistenze

VERIFICA	Coefficiente parziale R1	Coefficiente parziale R2	Coefficiente parziale R3
Capacità portante della fondazione	1.00	1.00	1.40
Scorrimento	1.00	1.00	1.10
Resistenza del terreno a valle	1.00	1.00	1.40
Coeff. Stabilità globale	-	1.10	-

In concomitanza delle azioni sismiche, l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2,M2,R2), risulta il più gravoso per tutti i tipi di verifica.

E modulo di elasticità normale
 G modulo di elasticità tangenziale
 J momento d'inerzia della sezione
 M, N momento flettente, sforzo normale
 F, T, V forza, taglio
 W, w Pesi specifici, masse
 t spessore di parete
 l lunghezza di parete
 h altezza
 e eccentricità
 a accelerazione
 g accelerazione di gravità (981 cm/s^2)
 γ coefficiente di sicurezza
 σ tensione normale
 τ tensione tangenziale

B - Indici

d valore di calcolo
 k valore caratteristico
 m valore medio; materiale; momento flettente
 n sforzo normale
 q carico variabile, sovraccarico
 u ultimo
 y snervamento

C - Simboli frequenti

R_{ck} resistenza caratteristica cubica a compressione del cls
 f_{ck} $0,83 \cdot R_{ck}$ = resistenza caratteristica cilindrica a compressione del cls
 f_{cd} $0,85 \cdot f_{ck} / 1,5$ = resistenza di progetto a compressione del cls
 f_{yk} resistenza caratteristica di snervamento dell'acciaio
 f_{yd} $f_{yk} / 1,15$ = resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio
 f_{ctk} $0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ = resistenza caratteristica a trazione del cls
 f_{ctd} $f_{ctk} / 1,5$ = resistenza di calcolo a trazione allo SLU del cls ($\gamma_c = 1,5$)

Tipo di analisi e codici di calcolo

Le verifiche di resistenza e stabilità vengono eseguite agli stati limite, in modo prudentiale, con i coefficienti di sicurezza: γ_F per le azioni; γ_M per i parametri geotecnica; γ_R per le resistenze. Per la verifica agli SLU occorre che sia sempre rispettata la condizione:

$$R_d \geq E_d \quad ; \quad \text{oppure: } R_d / E_d \geq 1 \quad ; \quad \text{ovvero: } E_d / R_d \leq 1$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o degli effetti dell'azione:

$$E_d = E [\gamma_F \cdot F_k ; X_k / \gamma_M], \quad \text{ovvero: } E_d = \gamma_E \cdot E [F_k ; X_k / \gamma_M], \quad (\text{con: } \gamma_E = \gamma_F)$$

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = R [\gamma_F \cdot F_k ; X_k / \gamma_M] / \gamma_R$$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto ($\gamma_F \cdot F_k$), e dei parametri di progetto (X_k / γ_M).

L'effetto delle azioni può essere anche valutato direttamente anche come:

$$E_d = \gamma_E \cdot E_k$$

Si osserva che nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente il coefficiente γ_R , che opera direttamente sulla resistenza del sistema

In presenza di azioni sismiche, le verifiche agli slu possono essere eseguite con $\gamma_F = 1$.

Normalmente le verifiche di resistenza e stabilità vengono eseguite con i coeff. parziali dell'Approccio1-Combinazione2 (A2+M2+R2), o comunque nelle situazioni più gravose o più prudenziali (vedi n.1.5).

Per quanto concerne i coefficienti di spinta (K), essi sono valutati secondo Mononobe-Okabe (consigliato), ovvero con Muller-Breslau indicando :

ϕ' angolo di attrito efficace di calcolo del terreno spingente

β angolo d'inclinazione del terrapieno

δ angolo di della terreno-parete (inclinazione attrito \square spinta)

Ψ angolo di riferimento della sezione di spinta (prudenzialmente 90°)

$\theta = \text{atn} (Kh / (1+Kv))$, angolo sismico prudenziale del terrapieno

Secondo Mononobe-Okabe:

con: $\beta < (\phi' - \theta)$

$$K = \text{sen}^2(\phi' + \Psi - \theta) / [\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \Psi \cdot \text{sen}(\Psi - \theta - \delta) \cdot J]$$

dove:

$$J = [1 + \sqrt{(\text{sen}(\phi' + \delta) \cdot \text{sen}(\phi' - \beta - \theta) / \text{sen}(\Psi - \theta - \delta) \cdot \text{sen}(\Psi + \beta))}]^2$$

con: $\beta > (\phi' - \theta)$

$$K = \text{sen}^2(\phi' + \Psi - \theta) / \cos \theta \cdot \text{sen}^2 \Psi \cdot \text{sen}(\Psi - \theta - \delta)$$

Secondo Muller-Breslau:

con: $\beta < (\phi' - \theta)$

$$K = \text{sen}^2(\phi' + \Psi) / [\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \Psi \cdot \text{sen}(\Psi - \delta) \cdot J]$$

dove:

$$J = [1 + \sqrt{(\text{sen}(\phi' + \delta) \cdot \text{sen}(\phi' - \beta - \theta) / \text{sen}(\Psi - \delta) \cdot \text{sen}(\Psi + \beta + \theta))}]^2$$

con: $\beta > (\phi' - \theta)$

$$K = \text{sen}^2(\phi' + \Psi) / \cos \theta \cdot \text{sen}^2 \Psi \cdot \text{sen}(\Psi - \delta)$$

Il coefficiente di spinta valutato secondo Mononobe-Okabe risulta più elevato di quello Muller-Breslau (Vedi C.Cestelli Guidi – Geotecnica e tecnica delle fondazioni – Hoepli).

In condizioni di vincolamento completo della struttura si considerano i coefficienti di spinta a riposo, ottenuti riducendo di 1/3 l'angolo di attrito del terrapieno (ϕ').

Analisi delle azioni sismiche

La procedura OPSOS calcola le forze sismiche orizzontali e verticali applicate alle masse, con la relazione:

$$F_h = W \cdot K_h = W \cdot a_g \cdot S_S \cdot S_T \cdot (\beta \cdot \alpha)$$

$$F_v = W \cdot K_h / 2$$

dove:

W = massa inerziale

a_g = Accelerazione sismica su suolo rigido (tipo A, per lo SLU-SLV)

S_S = Fattore stratigrafico (in relazione alla stratigrafia del suolo)

S_T = Fattore topografico (in relazione all'inclinazione del pendio)

$K_h = a_g \cdot S_S \cdot S_T \cdot (\beta \cdot \alpha)$ = Coefficiente sismico orizzontale

$K_v = K_h / 2$ = Coefficiente sismico verticale

$(\beta \cdot \alpha)$ = Fattori correttivi: normalmente $(\beta \cdot \alpha) = \beta_m$; per muri e palificate perfettamente vincolate: $(\beta \cdot \alpha) = 1$

Carichi esterni concentrati e ripartiti

La procedura OPSOS consente di introdurre carichi esterni concentrati e ripartiti sulla struttura resistente.

I carichi concentrati in sommità M_c , N_c , riferiti all'asse del muro, possono provenire da eventuali aggetti. In tal caso occorre esprimere in opportuna unità di misura le azioni anzidette.

Per esempio con un aggetto verso valle, di luce $L = 3$ metri, e con un carico ripartito (permanente + esercizio),

$p = 800$ daN/m², si ottiene:

$$N_c = p \times L = 800 \times 3,00 = 2400 \text{ daN / m} = \mathbf{24 \text{ daN / cm}}$$

$$M_c = \frac{1}{2} p \times L^2 = \frac{1}{2} 800 \times 3,00^2 = 3600 \text{ daNxm/m} = \mathbf{3600 \text{ daNxcn/cm}}$$

Se l'aggetto è rivolto verso monte, il segno di M_c sarà negativo.

Il carico permanente, uniformemente distribuito sul terrapieno (q) , viene introdotto in unità di forza/ cm² (daN/cm²) - bar. Così per esempio per un carico $q = 900 \text{ daN/m}^2$ (9 KN/m^2), risulta:

$$q = 900 / 10000 = 0,09 \text{ daN/cm}^2 = 0,09 \text{ bar}$$

Per tener conto degli effetti inerziali sismici agenti su eventuali carichi distribuiti q , è preferibile portare in conto tali carichi incrementando l'altezza del terreno (ht).

Per esempio, con un terreno avente peso specifico $\gamma_t = 0,001800 \text{ daN/cm}^3$, il carico di cui sopra $q = 0,09 \text{ daN/cm}^2$ corrisponde ad un'altezza di terreno pari a:

$$h = q / \gamma_t = 0,09 / 0,001800 = 50 \text{ cm}$$

Si osserva che in concomitanza delle azioni sismiche i carichi variabili (di esercizio, veicolari, ecc.), vanno introdotti con coeff. $A_2^* = 1$ (cioè al loro valore caratteristico).

I tiranti attivi (T_z), sono delle forze concentrate imposte normalmente verso monte; esse vanno espresse in daN/cm.

Per esempio con tiranti attivi aventi di calcolo, $T_d = 5000 \text{ daN}$, e passo 200 cm (secondo la lunghezza del muro), si avrà:

$$T_z = 5000 / 200 = 25 \text{ daN/cm}$$

Si osserva che eventuali tiri verso valle vanno inseriti con segno negativo.

Gli sforzi di tiranti passivi o vincoli alla traslazione di qualsiasi punto del paramento vengono calcolati dal programma.

Stabilità alla traslazione (scorrimento)

Per quanto visto al precedente capitolo "Combinazioni di carico", la verifica alla traslazione sul piano di posa (scorrimento) dell'opera di sostegno, viene effettuata agli SLU secondo l'Approccio 1 - Comb.2 ($A_2+M_2+R_2$), considerando che normalmente :

- Le azioni (A_2) permanenti (terreno, acqua) non vengono amplificate, né se favorevoli, né se sfavorevoli: $\gamma_G=1$;
- Le azioni (A_2) variabili (autoveicoli) vengono azzerate se favorevoli, ed amplificate con $\gamma_G=1,3$ se sfavorevoli;
- Le resistenze caratteristiche (M_2) dei terreni ($\sigma_k' - c_k'$) vengono ridotte dividendo per il coeff. di sicurezza parziale: $\gamma_{\text{tang}\phi}' = 1,25$ e $\gamma_{c'} = 1,25$ in condizioni drenate e $\gamma_{cu} = 1,4$ in condizioni non drenate;
- Il coeff. di sicurezza parziale di resistenza (R_2) alla traslazione si assume di valore unitario: $\gamma_R = 1$

Quando trattasi di verifiche in combinazione sismica, tutti i coeff. parziali di sicurezza delle azioni (A), vengono assunti sempre unitari: $\gamma_G = 1$

La sicurezza allo SLU è verificata se risulta: $T_{Rd} \geq T_{Ed}$

dove: T_{Ed} sono le forze agenti sull'opera;

T_{Rd} sono le forze resistenti sul piano di posa (con coeff. di resistenza parziale γ_R)

Per le palificate o palancolate di sostegno, e per muri di sostegno su pali, la stabilità alla traslazione è assicurata dalla struttura resistente infissa nel terreno stabile.

Stabilità alla rotazione (ribaltamento)

Per quanto visto al precedente n.1.5, la verifica alla rotazione (ribaltamento) dell'opera di sostegno, viene effettuata considerando lo stato limite di equilibrio di un corpo rigido (EQU), adoperando i coeff. di sicurezza parziali del gruppo M2 per il calcolo delle spinte, così che :

- Le azioni permanenti (terreno, acqua) vengono ridotte con $\gamma_G = 0,9$ se favorevoli ed amplificate con $\gamma_G = 1,1$ se sfavorevoli;
- Le azioni variabili (autoveicoli) vengono azzerate se favorevoli, ed amplificate con $\gamma_G = 1,5$ se sfavorevoli;
- Le resistenze caratteristiche (M2) dei terreni ($\sigma_k' - c_k'$) vengono ridotte dividendo per il coeff. di sicurezza parziale:
 $\gamma_{\text{tang}\phi'} = 1,25$ e $\gamma_{c'} = 1,25$ in condizioni drenate e $\gamma_{cu} = 1,4$ in condizioni non drenate;
- Il coeff. di sicurezza parziale di resistenza alla rotazione si assume di valore unitario: $\gamma_R = 1$

Quando trattasi di verifiche in combinazione sismica, tutti i coeff. parziali di sicurezza delle azioni, vengono assunti sempre unitari: $\gamma_G = 1$, e la verifica corrisponde all'Approccio 1, Comb.2

La sicurezza allo SLU è verificata se risulta: $M_{Rd} \geq M_{Ed}$

Dove: M_{Ed} sono i momenti agenti sull'opera;

M_{Rd} sono i momenti resistenti sul piano di posa (con coeff. di resistenza parziale γ_R)

Per le palificate o palancolate di sostegno, e per muri di sostegno su pali, la stabilità alla rotazione è assicurata dalla struttura resistente infissa nel terreno stabile.

Stabilità globale

La verifica alla stabilità globale (terreno-opera di sostegno) viene eseguita con Approccio 1, Combinazione 2, con i coeff. di sicurezza parziali A2+M2 di cui al precedente n.1.5.

Si assume quale coeff. parziale di sicurezza alla resistenza: $\gamma_R = 1,1$

Quando trattasi di verifiche in combinazione sismica, tutti i coeff. parziali di sicurezza delle azioni (A2), vengono assunti sempre unitari: $\gamma_G = 1$

La procedura calcola il momento motore e resistente rispetto all'asse del cerchio critico: secondo Huntington (vedi C.Cestelli Guidi – Ed. Hoepli) , si sostituisce l'azione del terreno con la sua spinta e si compone con i pesi le muro, del terreno e dei carichi esterni. Tale risultante si scompone in una forza tangente ed una normale al cerchio di scorrimento.

La sicurezza allo SLU è verificata se in termini di forze, sul cerchio critico, la forza resistente (o le tensioni di taglio resistenti), con coeff. di resistenza parziale γ_R , è maggiore di quella di scorrimento (o tensioni di taglio di scorrimento) mobilitata:

$$F_{Rd} \geq F_{Ed}$$

$$\tau_{Rd} \geq \tau_{Ed}$$

Quando necessario occorre eseguire una verifica a parte su larga scala del pendio.

Per le palificate o palacolote di sostegno, e per muri di sostegno su pali, la stabilità globale è assicurata dalla struttura resistente infissa nel terreno stabile.

Pressioni in fondazione e carico limite

La verifica al carico limite del complesso terreno-fondazione, viene eseguita con l'Approccio 1, Combinazione 2, considerando tutto quanto detto al precedente n.5 per i coeff. di sicurezza parziali A2+M2.

Per quanto riguarda il coeff. di sicurezza alla resistenza (portanza della fondazione), si considera $\gamma_R = 1,0$

Quando trattasi di verifiche in combinazione sismica, tutti i coeff. parziali di sicurezza delle azioni (A2), vengono assunti sempre unitari: $\gamma_G = 1$

I coefficienti di portanza del terreno ($Nq, N\gamma, Nc$), allo SLU vengono calcolati secondo Brinch-Hansen; indicando con W_t il peso specifico del terreno, la portanza ultima per fondazione superficiale risulta:

$$q_R = W_t \cdot h_r \cdot Nq + W_t \cdot B \cdot N\gamma/2 + c' \cdot Nc$$

La verifica si intende soddisfatta se la portanza resistente di progetto del terreno q_{Rd} (con coeff. di sicurezza $\gamma_R = 1,0$), risulta maggiore della pressione di calcolo delle azioni :

$$q_{Rd} \geq q_{Ed}$$

Cedimenti e spostamenti della struttura

I cedimenti insidiosi per i muri di sostegno sono essenzialmente quelli differenziali dovuti alla consolidazione dei eventuali terreni coesivi poco consolidati (argillosi, limosi). Per essi è necessario disporre di prove di laboratorio per la definizione del modulo edometrico (E_{edo}).

Il cedimento a lungo termine può essere calcolato con l'espressione:

$$z = i_0 \cdot H \cdot q^* / E_{edo}$$

dove:

i_0 coeff. di consolidazione (mediamente $i_0=0,25$).

H spessore dello strato normalmente consolidato

q^* pressione diffusa a profondità $H/2$ (valutazione p. es. con linee di diffusione a 45°).

Quando trattasi di palificate, palancole, diaframmi di sostegno, vengono valutati gli spostamenti sommitali della struttura e quelli della zona infissa entro terra.

In questo ultimo caso si fa riferimento alla soluzione del problema di una trave elastica, infissa in un mezzo elastico con comportamento alla Winkler (Rif. C.Cestelli Guidi – *Geotecnica e tecnica delle fondazioni* -Hoepli).

Resistenza strutturale

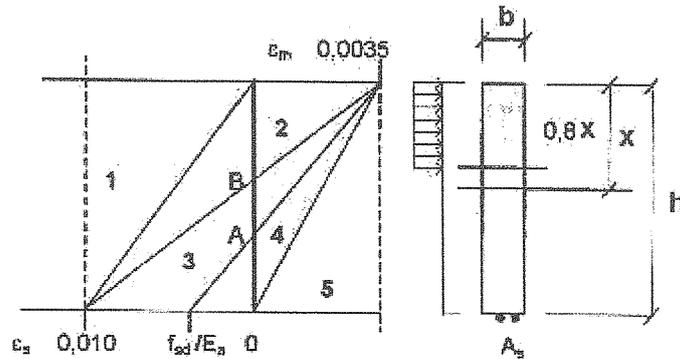
Le verifiche di resistenza strutturale si eseguono di norma secondo l'Approccio 2 (A1,M1), non tenendo conto del coeff. di sicurezza parziale alla resistenza γ_R ; ciò equivale all'Approccio 1, Combinazione 1 (A1, M1=1, R1=1).

Essendo però la condizione sismica quella più gravosa, e dovendo assumere in tal caso coeff. alle azioni $A1=A2=1$, si ha che la situazione peggiore è quella relativa all'Approccio 1, Combinazione 2 ($A2=1, M2>1, R1=1$).

Per le opere di sostegno armate, si esegue la verifica di sicurezza allo stato limite ultimo, per modalità di collasso a pressoflessione, con armature deboli o normali (la crisi della sezione avviene con snervamento dell'acciaio teso o per crisi dell'acciaio e del cls).

Prudenzialmente il dimensionamento può essere eseguito incrementando le azioni flettenti e taglianti agenti sulle sezioni di verifica, con coeff. $\gamma > 1$ (es. 1,2), rimanendo sempre sforzo normale con $\gamma = 1.0$

Per i pali, viene calcolata un' armatura diffusa sulla circonferenza; prevedendo un minimo di 8 $\varnothing 12$ pari a $8,9 \text{ cm}^2$, e in ogni caso almeno $\varnothing 12/20\text{cm}$.



Con riferimento allo schema deformativo di una sezione di c.a. generica rettangolare di cui sopra, indicando con:

A_a l'area di armatura

h l'altezza della sezione

b la larghezza della sezione

N_d lo sforzo normale di calcolo agente sulla sezione

si calcola:

$$\omega_s = A_a f_{yd} / (b \cdot h \cdot f_{cd})$$

$$n = N_d / (b \cdot h \cdot f_{cd})$$

$$\zeta = x / l = (n + \omega_s) / 0,8$$

$$m = 0,5 \omega_s + 0,8 \zeta (0,5 - 0,4 \zeta)$$

e si ottiene il valore del momento ultimo resistente della sezione:

$$M_u = m \cdot b \cdot h^2 f_{cd}$$

La verifica a taglio delle sezioni si esegue dapprima controllando la loro fessurazione :

$$\tau = V_d / (0,9 \cdot b_w \cdot d) > f_{ctd} \text{ (condizione di fessurazione)}$$

dove:

d = altezza utile della sezione

b_w = larghezza minima della sezione

e calcolando in ogni caso le armature a taglio nelle ipotesi di sezione fessurata, a passo s:

$$\text{per staffatura: } V_{Rd} = A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d / s$$

$$\text{per ferri piegati a } 45^\circ: V_{Rd} = 1,41 \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d / s$$

Se le tensioni di taglio (τ) dovessero superare quelle di fessurazione (f_{ctd}), il programma chiede prudenzialmente il ridimensionamento geometrico della sezione resistente.

Per sezioni debolmente armate (minore di 30 Kg/mc), non occorre armatura a taglio se risulta:

$$\tau < \tau_c \text{ (dove } \tau_c = 0,25 \cdot f_{ctk}\text{)}.$$

Per opere di sostegno a gravità, non armate, in calcestruzzo o muratura, si considera che :

- L'eccentricità dello sforzo normale M/N sia minore di $b/3$ (con b spessore della sezione);
- La massima pressione verticale sulla sezione σ_{vert} , sia inferiore alla resistenza di calcolo a compressione del materiale f_{md} ;
- Le tensioni di taglio agenti sulla eventuale sezione parzializzata τ_{Ed} , siano minori della resistenza a taglio del materiale $\tau_{Rd} = f_{vd} + \mu \cdot \sigma_{vert}$. (con μ =coeff. di attrito del materiale allo SLU; σ_{vert} = tensione media sulla eventuale sezione parzializzata)

Per opere di sostegno a gravità, non armate, in pietrame-gabbionate, si considera che:

- Sia nulla la resistenza a taglio propria del materiale ($f_{vd}=0$) ;
- L'eccentricità dello sforzo normale M/N sia minore di $b/3$ (con b spessore della sezione);
- La massima pressione verticale sulla sezione σ_{vert} , sia inferiore alla resistenza di calcolo a compressione del materiale f_{md} ;
- Le tensioni di taglio agenti τ_{Ed} siano minori della resistenza a taglio del materiale $\tau_{Rd} = \mu \cdot \sigma_{vert}$.

Affidabilità del codice di calcolo

La documentazione fornita a corredo del software OPSOS contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi di impiego, nonché casi prova.

Validazione codice di calcolo

Ai sensi del paragrafo 10.2 delle NTC2008, si riporta in appendice una proposta di validazione del codice di calcolo utilizzato.

RISULTATI DI CALCOLO

VERIFICA MURO SEZIONE TIPO 01

Unita' di misura

Se non diversamente indicato si assumono:

Forze: daN (1daN = 10N = 1,02Kgf)

Lunghezze: cm

Pressioni: daN/cm² = bar (1daN/cm² = 100KPa = 1,02Kgf/cm²)

Angoli piani: ° (gradi sessadecimali)

Dati di calcolo

DATI SISMICI

Zona sismica	4
Categoria del suolo	C
Accelerazione al sito, su suolo rigido: ag	0,04 g
Fattore massimo di amplificazione dello spettro, Fo	2,64
Coeff. stratigrafico, $1 < SS = 1,7 - 0,6Fo * ag / g < 1,5$	1,5
Coeff. topografico, ST	1,2
Accelerazione spettrale massima, $amax = ag * SS * ST$	0,072 g
Coeff. correttivo sismico, β_m	0,18
Coeff. sismico orizz. di calcolo, $K_h = amax * \beta_m$	0,013 g
Coeff. sismico verticale di calcolo, $K_v = K_h / 2$	0,0065 g
Angolo sismico, $prud.<Teta> = Arctg[K_h / (1 + K_v)]$	0,7399526 °

COEFF. DI SICUREZZA PARZIALI IN AZIONE SISMICA

Per le azioni permanenti/& perm. non strutturali, YF	1
Per le azioni variabili, YF	1
Per i parametri geotecnici, YM	1,25
Per la resistenza allo scorrimento, YR	1
Per la resistenza del terreno di fondazione, YR	1
Per la resistenza alla stabilità globale, YR	1,1

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Peso specifico dell'opera di sostegno, Wm	0,0025 daN/cm ³ (2500daN/m ³)
Peso specifico del terrapieno, Wt	0,0018
Angolo caratteristico terreno spingente, $\phi_1'k$	20 °
Angolo di calcolo, $\phi_1 = Atn(\phi_1'k / YM)$	16,23
Coesione caratt. del terrapieno, $c_1'k$	0,3 daN/cm ²
Coesione di calcolo del terrapieno, $c_1 = c_1'k / YM$	0,24 daN/cm ²
Peso specifico terreno fondazione, W2	0,00197
Angolo attrito caratt. terreno di fondazione, $\phi_2'k$	37
Angolo di calcolo, $\phi_2 = Atn(\phi_2'k / YM)$	31,08
Coesione caratteristica terreno fondazione, $c_2'k$	0,5
Coesione di calcolo terreno fondazione, $c_2 = c_2'k / YM$	0,4
Coeff. di attrito fondazione-terreno2 allo SL, μ	0,75

STRUTTURA DI SOSTEGNO

Altezza della parete, hm	450 cm
Altezza del terrapieno, ht	450
Altezza della fondazione, d	50
Lunghezza suola esterna, b1	50
Lunghezza scarpa esterna, b2	0
Spessore in testa, s	25
Lunghezza scarpa interna, b3	0
Lunghezza suola interna, b4	100
Larghezza basamento fondazione, b	175
Altezza del dente di fondazione, hd	0
Spessore del dente di fondazione, sd	0
Altezza del rinterro, hr	90
Angolo del pendio, $\langle \beta \rangle$	23 °
Angolo rif. sezione di spinta, $\langle \Psi \rangle$	90
Angolo inclinazione spinta terreno, $\langle \Delta \rangle$	10

CARICHI VARIABILI

Sovraccarico caratt. sul terrapieno, qk	0,0200daN/cm ² (200 daN/m ²)
Sovraccarico di calcolo, $q = qk * YF$	0,0200daN/cm ² (200 daN/m ²)
Coppia in testa caratt., Mck	0 daNcm/cm (0 daNm/m)
Coppia in testa di calcolo, $M_c = Mck * YF$	0 daNcm/cm (0 daNm/m)
Forza verticale in testa, Nck	0 daN/cm (0 daN/m)

FALDA D'ACQUA

Non esiste falda d'acqua: hw = 0

Azioni verticali

Si valutano le azioni verticali stabilizzanti, per 1 cm di lunghezza:

PESI STABILIZZANTI

suola di fondazione, $P1 = Wm \cdot d \cdot b$	21,875
scarpa esterna, $P2 = Wm \cdot b^2 \cdot hm / 2$	0
spessore s, $P3 = Wm \cdot s \cdot hm$	28,125
scarpa interna, $P4 = Wm \cdot b^3 \cdot hm / 2$	0
terrapieno, $P5 = Wt \cdot ht \cdot (b4 + b3 / 2)$	81
sovraccarico, $Q = q \cdot b^4$	2
forza verticale in testa, Nck	0

RISULTANTE VERTICALE, $No = 133$ daN

MOMENTI STABILIZZANTI

Valutati rispetto al filo esterno della suola di fondazione:

$M1 = P1 \times 87,5$	=	1914,063
$M2 = P2 \times 50$	=	0
$M3 = P3 \times 62,5$	=	1757,813
$M4 = P4 \times 75$	=	0
$M5 = P5 \times 125$	=	10125
$Mq = Q \times 125$	=	250
$Mn = Nc \times 62,5$	=	0

MOMENTO TOT. $Mo = 14046,88$ daN*cm

Azioni di spinta

Si calcolano le Azioni orizzontali a quota d'imposta della fondazione, per 1 cm di lunghezza ed altezza di spinta, $het = 542$ cm

IN ASSENZA DI AZIONE SISMICA

Angoli: $\langle \beta \rangle = 23$; $\langle \text{Teta} \rangle = 0^\circ$

$K = 0,9361$ coeff. di spinta attiva (Rif.1.3)

$Kp = 1,068262$ coeff. passivo $1/K$

$zo = 2 \cdot cl \cdot \sqrt{Kp} / Wt = 275$ cm, altezza stabile per coesione

Spinta del terrapieno, $S1 = 1/2 K \cdot W1 \cdot het^2 - 2cl \cdot het / \sqrt{Kp} + 2cl^2 / Wt$ = 59,78253

Spinta del sovraccarico, $S2 = K \cdot q \cdot het$

Comp. verticale spinta totale, $Sv = (S1 + S2) \cdot \sin(\text{Delta} + 90 - \text{Psi})$

Comp. orizzontale spinta terrapieno, $S1o = S1 \cdot \cos(\text{Delta} + 90 - \text{Psi})$

Comp. orizzontale spinta sovraccarico, $S2o = S2 \cdot \cos(\text{Delta} + 90 - \text{Psi})$

SPINTA ORIZZONTALE RIBALTANTE, $S = S1o + S2o$

Momento ribaltante spinta terrapieno, $S1o(het - zo) / 3$

Momento ribaltante spinta sovraccarico, $S2o \cdot het / 2$

MOMENTO RIBALTANTE, M

IN PRESENZA DI AZIONE SISMICA ($ag = 0,04$ g)

Angoli: $\langle \beta \rangle = 23$; $\langle \text{Teta} \rangle = 0,7399937^\circ$

$K' = 0,9453$ coeff. di spinta attiva (Rif.1.3)

$Kp = 1,057865$ coeff. passivo $1/K'$

$zo = 2 \cdot cl \cdot \sqrt{Kp} / Wt = 274$ cm, altezza stabile per coesione

Spinta terrapieno, $S1' = 1/2 (1 + Kv) K' \cdot W1 \cdot het^2 - 2cl \cdot het / \sqrt{Kp} + 2cl^2 / Wt$ = 62,60553

Spinta dei sovraccarichi, $S2' = (1 + Kv) K' \cdot q \cdot het$

Comp. verticale spinta totale: $Sv' = (S1' + S2') \cdot \sin(\text{Delta} + 90 - \text{Psi})$

Comp. orizzontale spinta terrapieno, $S1o' = S1' \cdot \cos(\text{Delta} + 90 - \text{Psi})$

Comp. orizzontale spinta sovraccarico, $S2o' = S2' \cdot \cos(\text{Delta} + 90 - \text{Psi})$

Comp. orizzontale spinta totale: $So' = S1o' + S2o'$

Forza orizzontale d'inerzia totale, $Fc = Kh(P1 + P2 + P3 + P4 + P5)$

SPINTA ORIZZONTALE RIBALTANTE, $S' = So' + Fc$

* Risulta un incremento di spinta: $DS = So' - S = 2,943916$

Momento di spinta terrapieno, $S_{10}'(\text{het-zo})/3$ = 5507,794
 Momento di spinta sovraccarico, $S_{20}'\text{het}/2$ = 2752,539
 Incremento dinamico prudenziale: $DM = DS\text{het}/6$ = 265,9338
 $I1 = Kh*P1*d/2$ momento forze inerziali fondazione..... = 7,109375
 $I2 = Kh*P2(d+hm/3)$ momento forze inerziali..... = 0
 $I3 = Kh*P3(d+hm/2)$ momento forze inerziali..... = 100,5469
 $I4 = Kh*P4(d+hm/3)$ momento forze inerziali..... = 0
 $I5 = Kh*P5(d+hm/2)$ momento forze inerziali..... = 289,575

 MOMENTO RIBALTANTE, M' = 8923,498 daN*cm

Stabilita' a scorrimento e ribaltamento

STABILITA' A SCORRIMENTO

La verifica allo scorrimento sul piano di posa, viene eseguita con Approccio 1 - Comb.2 e con i coeff. di sicurezza parziali di cui al n.2.2. Si indicano con TEd le forze di scorrimento agenti e con TRd le forze resistenti.

Avendo trovato per 1 cm di lunghezza:

No = 133 daN
 $\mu = 0,75$
 $S_v = 12,14319$ daN, comp.verticale della spinta totale in assenza sisma
 $S_v' = 12,66228$ daN, comp.verticale della spinta totale in presenza sisma
 $c_2 = 0,4$ daN/cm²
 $S_p = 0$ daN, azioni su eventuale dente di fondazione
 $S = 68,86746$ daN
 $S' = 73,51437$ daN
 $T_{z0} = 0$ daN, comp.orizzontale vincoli/tiranti in assenza sisma
 $T_{zv} = 0$ daN, comp.verticale vincoli/tiranti in assenza sisma
 $T_{z0}' = 0$ daN, comp.orizzontale vincoli/tiranti in presenza sisma
 $T_{zv}' = 0$ daN, comp.verticale vincoli/tiranti in presenza sisma
 $h_z = 0$ cm

Si ottiene per lo scorrimento sul piano di posa ($YR = 1$):

1) In assenza di azione sismica

$TRd = (No*\mu + S_v*\mu + b*c_2 + S_p + T_{z0} + T_{zv}*\mu)/YR = 178,8574$ daN
 $TEd = S = 68,86746$ daN
 Si verifica: $TRd > TEd$
 $TRd/TEd = 2,597125$

2) In presenza di azione sismica, con $ag = 0,04$ g

$TRd = (No*\mu + S_v'*\mu + b*c_2 + S_p + T_{z0}' + T_{zv}'*\mu)/YR = 179,2467$ daN
 $TEd = S' = 73,51437$ daN
 Si verifica: $TRd' > TEd'$
 $TRd'/TEd' = 2,438254$

STABILITA' A RIBALTAMENTO

La verifica al ribaltamento viene eseguita con Approccio 1 - Comb.2 e con i coeff. di sicurezza parziali di cui al n.2.2., considerando questa verifica come stato limite di equilibrio di un corpo rigido (EQU) e facendo riferimento i coeff. parziali del gruppo M2 per il calcolo delle spinte.

Si calcolano allo stato limite i valori di progetto del momento resistente (MRd) e del momento ribaltante (MEd), rispetto al filo esterno della suola di fondazione.

Avendo trovato per 1 cm di lunghezza:

$M_o = 14046,88$ daN*cm
 $M_v = S_v*b = 2125,059$ daN*cm, da comp.verticale spinta in assenza sisma
 $M_v' = S_v'*b = 2215,9$ daN*cm, da comp.verticale spinta in presenza sisma
 $M_c = 0$ daN*cm
 $M_p = 0$ daM*cm, momento passivo su eventuale dente di fondazione
 $M = 7947,96$ daN*cm, momento ribaltante in assenza sisma
 $M' = 8923,498$ daN*cm, momento ribaltante in presenza sisma

Si ottiene per il ribaltamento ($YR=1$):

1) In assenza di azione sismica

$MRd = M_o + M_v - M_c - M_p + T_{z0}(h_z+d) + T_{zv}(b_1+b_2*h_z/hm) = 16171,93$ daN*cm

MEd = M = 7947,96 daN*cm

Si verifica: MRd > MEd

MRd/MEd = 2,034728

2) In presenza di azione sismica, con $a_g = 0,04$ g

MRd' = Mo + Mv' - Mc - Mp + Tzo' (hz+d) + Tzv' (b1+b2*hz/hm) = 16262,77 daN*cm

MEd' = M' = 8923,498 daN*cm

Si verifica: MRd' > MEd'

MRd'/MEd' = 1,822466

Terreno di fondazione

Si calcolano le pressioni agenti sul terreno, facendo riferimento prima ad un materiale elastico (con conservazione delle sezioni piane), poi realisticamente ad un modello di materiale anelastico non lineare, con distribuzione equivalente uniforme delle pressioni (Rif. C.Cestelli Guidi <Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni>, Ed. Hoepli).

Avendo trovato con i coeff. di sicurezza parziali del n.2.2:

Mo = 14046,88 daN*cm
Mv = 2125,059
Mv' = 2215,9
Mc = 0
Mp = 0 momento dal dente di fondazione
M = 7947,96 momento ribaltante in assenza sisma
M' = 8923,498 momento ribaltante in presenza sisma
No = 133 daN
Sv = 12,14319 daN
Sv' = 12,66228
Tzo = 0 daN, comp. orizzontale vincoli/tiranti in assenza sisma
Tzv = 0 daN, comp. verticale vincoli/tiranti in assenza sisma
Tzo' = 0 daN, comp. orizzontale vincoli/tiranti in presenza sisma
Tzv' = 0 daN, comp. verticale vincoli/tiranti in presenza sisma
hz = 0 cm
B = 175 cm, larghezza suola di fondazione
en = 29,16667 cm, nocciolo centrale inerzia (B/6)

Si ottiene:

PRESSIONI AGENTI IN ASSENZA DI AZIONI SISMICHE

Momento risultate rispetto al lembo est. della suola di fondazione:

Md = Mo + Mv - Mc - Mp - M + Tzo (hz+d) + Tzv (b1+b2*hz/hm) = 8223,974 daN*cm

Sforzo normale in fondazione:

Nd = No + Sv + Tzv = 145,1432 daN

Eccentricità rispetto al lembo est. della suola di fondazione:

ee = Md/Nd = 56,6611 cm

Eccentricità rispetto al baricentro della suola di fondazione:

e = B/2 - ee = 30,8389 cm (sezione elastica parzializzata)

Modello elastico: zona compressa $y = 169,9833$ cm

Pressione massima, $q_{Ed1} = 1,707734$ daN/cm²

Pressione minima, $q_{Ed2} = 0$ daN/cm²

Modello anelastico: sezione ridotta $y^* = B - 2e = 113,3222$ cm

Pressione equivalente, $q_{Ed} = Nd/y^* = 1,280801$ daN/cm² (bar)

PRESSIONI AGENTI IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE ($a_g = 0,04$ g)

Momento risultate rispetto al lembo est. della suola di fondazione:

Md' = Mo + Mv' - Mc - Mp - M' + Tzo' (hz+d) + Tzv' (b1+b2*hz/hm) = 7339,276 daN*cm

Sforzo normale in fondazione:

Nd' = No + Sv' + Tzv' = 145,6623 daN

Eccentricità rispetto al lembo est. della suola di fondazione:

ee' = Md'/Nd' = 50,38556 cm

Eccentricità rispetto al baricentro della suola di fondazione:

e' = B/2 - ee' = 37,11444 cm (sezione elastica parzializzata)

Modello elastico: zona compressa $y = 151,1567$ cm

Pressione massima, $q_{Ed1}' = 1,927302$ daN/cm²

Pressione minima, $q_{Ed2}' = 0$ daN/cm²

Modello anelastico: sezione ridotta $y^* = B - 2e' = 100,7711$ cm

Pressione equivalente, $q_{Ed}' = N_d'/y' = 1,445477 \text{ daN/cm}^2 \text{ (bar)}$

CARICO LIMITE DEL TERRENO DI FONDAZIONE E CEDIMENTI

La verifica al carico limite del complesso terreno-fondazione, viene condotta con Approccio 1 - Comb.2 con coeff. parziali di sicurezza in azione sismica riportati anche al n.2.2.

Si fa riferimento in particolare a fondazioni superficiali con carico nastriforme continuo, e meccanismo di rottura nel piano verticale (che contiene il lato minore della fondazione), trascurando prudenzialmente l'attrito tra fondazione e terreno. Avendosi:

Angolo di attrito del terreno fondazione, $\phi' = 31,08^\circ$
Coesione del terreno fondazione, $c_2 = 0,4 \text{ daN/cm}^2$
Altezza del rinterro della fondazione, $h_r = 90 \text{ cm}$
Larghezza ridotta della fondazione, $b = 100,7711 \text{ cm}$
Peso specifico terreno di fondazione, $W_t = 0,00197$

si calcolano i coefficienti di portanza Brinch-Hansen:

$N_q = [e^{(3,14 \cdot \tan \phi')}] (1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi') \dots\dots 20,82247$
 $N_Y = 2(N_q + 1) \cdot \tan \phi' \dots\dots\dots 26,30754$
 $N_c = (N_q - 1) / \tan \phi' \dots\dots\dots 32,88602$

ed i seguenti contributi al carico limite:

$q_1 = W_t \cdot h_r \cdot N_q \text{ (contributo rinterro) } \dots\dots\dots 3,691823$
 $q_2 = 1/2(W_t \cdot b \cdot N_Y) \text{ (contributo attrito) } \dots\dots\dots 2,611274$
 $q_3 = c_2 \cdot N_c \text{ (contributo coesione) } \dots\dots\dots 13,15441$
 $q_R = q_1 + q_2 + q_3 \dots\dots\dots 19,45751$

con coeff. parziale di sicurezza $Y_R = 1$

si ottiene:

Resistenza di progetto: $q_{Rd} = q_R / Y_R = 19,45751 \text{ daN/cm}^2 \text{ (bar)}$

Si verifica: $q_{Rd} > q_{Ed}'$ ($q_{Rd}/q_{Ed}' = 13,46096$)

Deformazioni e cedimenti fondali

Ai fini dello SLD, le deformazioni della struttura non risultano indicative o limitative per la funzionalità di questo tipo di opera. In particolare i cedimenti fondali (u_z) sono apprezzabili solo per terreni coesivi poco consolidati. In tal caso si può valutare comunque il cedimento assoluto a lungo termine in modo sufficientemente esatto conoscendo lo spessore dello strato normalmente consolidato (H), il modulo edometrico medio del materiale (E_{edo}) e la pressione (q^*) a profondità H/2. Con diffusione dei carichi a 45° , si può calcolare:

$u_z = I_o \times H \times q^* / E_{edo}$
dove:
 $I_o(\text{med}) = 0,25$
 q_{Ed} = pressione unitaria equivalente del n.8.1
 B^* = zona compressa di fondazione del n.8.1
 q^* = $q_{Ed} / (1 + H/B^*)$, pressione a profondità H/2

Stabilità globale

Viene valutato l'equilibrio globale, del terreno-opera di sostegno, facendo riferimento ai momenti motori e resistenti rispetto all'asse del cerchio critico (vedi schema generale), secondo l'Approccio 1, Comb.2: A2,M2,R2=1.1, e quindi con i coeff. di sicurezza parziali di cui al n.2.2).

Secondo Huntington (Rif. C.Cestelli Guidi-Ed.Hoepli), si sostituisce l'azione del terreno a destra del piano verticale A-B con la sua spinta, e si compone con i pesi del prisma AECD: muro (P2+P3+P4), terreno (P5), carichi (Q,Nc), avendo così la risultante R. Essa si scompone in una forza tangente e in una normale al cerchio di scorrimento. A queste forze si oppone il peso di terreno contenuto tra il cerchio e il piano di rinterro a sinistra della sezione A-B. (Vedi schema gen. di riferimento)

Essendo:

Rinterro fondazione..... hr = 90 cm
 Altezza dente di fondazione..... hd = 0 cm
 Coefficiente di attrito terreno-fondazione..... $\mu = 0,75$
 Coesione terreno fondazione..... $c2 = 0,4$

Risultano i seguenti valori del cerchio critico
 rispetto al riferimento Z-X:
 Ascissa del centro del cerchio critico..... $Xo = -10$
 Ordinata del centro del cerchio critico..... $Zo = 370$
 Raggio del cerchio critico di scorrimento..... $r = 458$ cm

Sempre con rif. allo schema gen., si ha per 1 cm di lunghezza:

Componente orizzontale spinta terreno ed inerziale.... $S' = 73,51437$ daN
 Componente verticale della spinta terreno..... $Sv' = 12,66228$
 Forze verticali: $P2+P3+P4+P5+Q+Nc$ $N = 111,125$
 Totale forze verticali, $Sv'+N$ $Nv = 123,7873$
 Forza risultante, $\text{sqr}(Nv^2 + S'^2)$ $R = 143,971$

I momenti rispetto al centro critico di rotazione:

Momento motore delle forze verticali, $MP+MQ+MSv'$ $MA = 15586,58$ daN*cm
 Momento motore delle forze di spinta, $S'(Zo+d)-M'$ $MB = 21952,54$
 Somma algebrica dei momenti, $MA+MB+MCC$ $MM = 37539,13$ daN*cm

Componente tangente della risultante R: MM/r $Tr = 81,79546$ daN
 Componente normale, $\text{sqr}(R^2 - Tr^2)$ $Nr = 118,4785$
 Peso, $G1 = 84,52276$ daN
 Peso, $G2 = 23,7482$
 Componente tangente, $T2 = 11,613$ daN
 Componente normale, $N2 = 20,71509$
 Sviluppo dell' arco, $HB = 543,0478$ cm

Risulta (con $YR=1,1$):

Forza resistente di progetto, $FRd = [(0,9*G1+Nr+N2)\mu + HB*c2] / YR = 344,2429$ daN
 Forza attiva di scorrimento, $FEd = Tr - T2 = 70,18245$ daN

tensioni di taglio resistenti sull'arco HB: $\tau_R = FRd/HB = 0,634$ daN/cm²
 tensioni di taglio attive mobilitate sull'arco HB: $\tau_E = FEd/HB = 0,129$ daN/cm²

Si verifica: $FRd > FEd$ ($\tau_R > \tau_E$)
 $FRd/FEd = \tau_R/\tau_E = 4,904971$

Sollecitazioni delle sezioni tipo

Le verifiche di tipo strutturale allo SLU vengono effettuate normalmente con Approccio 2 (A1,M1), non tenendo conto del coeff. di sicurezza parziale YR; ciò equivale all'Approccio 1 Comb.1. Nella situazione più gravosa in cui è presente l'azione sismica, essendo sempre $YA=1$ si progetta per la condizione peggiore rappresentata dall'Approccio 1 - Comb.2
 Con i coeff. di sicurezza parziali di cui al n.2.2, per 1 cm di lunghezza, si ha così:

SE2.A10 attacco elevazione, $h = 0$ ($b=25$)

 $he = 492$ cm, altezza di spinta
 $zo = 274$ cm, altezza stabile per coesione
 Spinta del terrapieno:
 $S1' = (1+Kv)K'W1*he^2/2 - 2c1*he/\text{sqr}(Kp) + 2c^2/Wt = 41,66919$
 Spinta sovraccarichi: $S2' = (1+Kv)K'q*he = 9,362213$
 Comp. verticale della spinta totale:
 $Sv' = (S1'+S2')\sin(\Delta+90-\Psi) = 8,861511$
 Comp. orizzontale spinta terrapieno: $S1o' = 41,03614$
 Comp. orizzontale spinta sovraccarichi: $S2o' = 9,21998$
 * e risulta, $DS = 2,337768$ increm. dinamico di spinta
 spinta inerziale scarpa esterna, $Kh*P2 = 0$
 spinta inerziale elevazione, $Kh*P3 = 0,365625$
 spinta inerziale scarpa interna, $Kh*P4 = 0$
 spinta inerziale terrapieno, $Kh*P5 = 1,053$
 Forza concentrata orizzontale, $Tzo' = 0$
 Somma:
 $V = 51,67475$ daN

$N = P2+P3+P4+Nc+Tzv2 = 28,125 \text{ daN}$
 momento spinta terrapieno, $S1o' (he-Zo)/3 \dots\dots\dots = 2981,959$
 momento spinta del sovraccarico, $S2o'he/2' \dots\dots\dots = 2268,115$
 momento forza inerziale scarpa esterna, $Kh*P2*hm/3 \dots = 0$
 momento forza inerziale elevazione, $Kh*P3*hm/2 \dots\dots = 82,26563$
 momento forza inerziale scarpa interna, $Kh*P4*hm/3 \dots = 0$
 momento forza inerziale terrapieno, $Kh*P5*he/2 \dots\dots = 259,038$
 * incremento (se muri vincolati), $DM=DS*he/6 = 0$
 momento eccentricita' peso muro, $Mee \dots\dots\dots = 0$
 momento dai carichi concentrati esterni $(Mc,Tz,Nc) \dots = 0$
 Somma:
 $M = 5591,378 \text{ daN*cm}$
 *Eccentricita', $e = M/N = 198,8046 \text{ cm}$

SEZ.A11 / h = 45 (b=25)

Ricalcolando come sopra a quota h :
 $S1o' = 26,08478$ spinta del terrapieno in presenza sisma
 $S2o' = 8,450982$ spinta dei sovraccarichi q,dp
 * e risulta, $DS = 1,715284$ increm. dinamico di spinta
 $DM = DS(he-h)/6 = 0$ momento aggiunto (se muri vincolati)
 Si ottengono le sollecitazioni :
 $V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o' +S2o' = 35,82151$
 $N = N(P2,P3,P4) +Nc = 25,3125$
 $M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o' (he-Zo-h)/3 +S2o' (he-h)/2 = 3673,472$
 *Eccentricita', $e = M/N = 145,1248 \text{ cm}$

SEZ.A12 / h = 90 (b=25)

Ricalcolando come sopra a quota h :
 $S1o' = 14,54873$ spinta del terrapieno in presenza sisma
 $S2o' = 7,600212$ spinta dei sovraccarichi q,dp
 * e risulta, $DS = 1,296578$ increm. dinamico di spinta
 $DM = DS(he-h)/6 = 0$ momento aggiunto (se muri vincolati)
 Si ottengono le sollecitazioni :
 $V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o' +S2o' = 23,30182$
 $N = N(P2,P3,P4) +Nc = 22,5$
 $M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o' (he-Zo-h)/3 +S2o' (he-h)/2 = 2373,975$
 *Eccentricita', $e = M/N = 105,51 \text{ cm}$

SEZ.A13 / h = 135 (b=25)

Ricalcolando come sopra a quota h :
 $S1o' = 6,428017$ spinta del terrapieno in presenza sisma
 $S2o' = 6,749442$ spinta dei sovraccarichi q,dp
 * e risulta, $DS = 0,9329519$ increm. dinamico di spinta
 $DM = DS(he-h)/6 = 0$ momento aggiunto (se muri vincolati)
 Si ottengono le sollecitazioni :
 $V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o' +S2o' = 14,19746$
 $N = N(P2,P3,P4) +Nc = 19,6875$
 $M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o' (he-Zo-h)/3 +S2o' (he-h)/2 = 1559,313$
 *Eccentricita', $e = M/N = 79,20321 \text{ cm}$

SEZ.A14 / h = 180 (b=25)

Ricalcolando come sopra a quota h :
 $S1o' = 1,722628$ spinta del terrapieno in presenza sisma
 $S2o' = 5,898672$ spinta dei sovraccarichi q,dp
 * e risulta, $DS = 0,6244062$ increm. dinamico di spinta
 $DM = DS(he-h)/6 = 0$ momento aggiunto (se muri vincolati)
 Si ottengono le sollecitazioni :
 $V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o' +S2o' = 8,50843$
 $N = N(P2,P3,P4) +Nc = 16,875$
 $M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o' (he-Zo-h)/3 +S2o' (he-h)/2 = 1075,798$
 *Eccentricita', $e = M/N = 63,75101 \text{ cm}$

SEZ.A15 / h = 225 (b=25)

Ricalcolando come sopra a quota h :
 $S1o' = 0$ spinta del terrapieno in presenza sisma
 $S2o' = 5,047902$ spinta dei sovraccarichi q,dp
 * e risulta, $DS = 0$ increm. dinamico di spinta
 $DM = DS(he-h)/6 = 0$ momento aggiunto (se muri vincolati)
 Si ottengono le sollecitazioni :
 $V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o' +S2o' = 5,802159$

$N = N(P2, P3, P4) + Nc = 14,0625$
 $M = M(V2, V3, V4, V5) + Mc + DM + S1o'(he-Zo-h)/3 + S2o'(he-h)/2 = 770,7492$
*Eccentricità, $e = M/N = 54,80883$ cm

SEZ.A16 / h = 270 (b=25)

Ricalcolando come sopra a quota h :
S1o' = 0 spinta del terrapieno in presenza sisma
S2o' = 4,197132 spinta dei sovraccarichi q,dp
* e risulta, DS = 0 increm. dinamico di spinta
DM = DS(he-h)/6 = 0 momento aggiunto (se muri vincolati)
Si ottengono le sollecitazioni :
 $V = V(P2, P3, P4, P5) + S1o' + S2o' = 4,818516$
 $N = N(P2, P3, P4) + Nc = 11,25$
 $M = M(V2, V3, V4, V5) + Mc + DM + S1o'(he-Zo-h)/3 + S2o'(he-h)/2 = 531,784$
*Eccentricità, $e = M/N = 47,26969$ cm

SEZ.A17 / h = 315 (b=25)

Ricalcolando come sopra a quota h :
S1o' = 0 spinta del terrapieno in presenza sisma
S2o' = 3,346362 spinta dei sovraccarichi q,dp
* e risulta, DS = 0 increm. dinamico di spinta
DM = DS(he-h)/6 = 0 momento aggiunto (se muri vincolati)
Si ottengono le sollecitazioni :
 $V = V(P2, P3, P4, P5) + S1o' + S2o' = 3,834872$
 $N = N(P2, P3, P4) + Nc = 8,4375$
 $M = M(V2, V3, V4, V5) + Mc + DM + S1o'(he-Zo-h)/3 + S2o'(he-h)/2 = 337,0828$
*Eccentricità, $e = M/N = 39,95055$ cm

SEZ.A18 / h = 360 (b=25)

Ricalcolando come sopra a quota h :
S1o' = 0 spinta del terrapieno in presenza sisma
S2o' = 2,495592 spinta dei sovraccarichi q,dp
* e risulta, DS = 0 increm. dinamico di spinta
DM = DS(he-h)/6 = 0 momento aggiunto (se muri vincolati)
Si ottengono le sollecitazioni :
 $V = V(P2, P3, P4, P5) + S1o' + S2o' = 2,851229$
 $N = N(P2, P3, P4) + Nc = 5,625$
 $M = M(V2, V3, V4, V5) + Mc + DM + S1o'(he-Zo-h)/3 + S2o'(he-h)/2 = 186,6455$
*Eccentricità, $e = M/N = 33,18142$ cm

SEZ.A19 / h = 405 (b=25)

Ricalcolando come sopra a quota h :
S1o' = 0 spinta del terrapieno in presenza sisma
S2o' = 1,644822 spinta dei sovraccarichi q,dp
* e risulta, DS = 0 increm. dinamico di spinta
DM = DS(he-h)/6 = 0 momento aggiunto (se muri vincolati)
Si ottengono le sollecitazioni :
 $V = V(P2, P3, P4, P5) + S1o' + S2o' = 1,867586$
 $N = N(P2, P3, P4) + Nc = 2,8125$
 $M = M(V2, V3, V4, V5) + Mc + DM + S1o'(he-Zo-h)/3 + S2o'(he-h)/2 = 80,47216$
*Eccentricità, $e = M/N = 28,61232$ cm

SEZ.A3 filo muro della suola esterna di fondazione

Zona compressa, rif.8.2: $y = 100,7711$ cm
pressione equivalente, rif.8.2: $q = 1,445477$ daN/cm²
Sforzi sulla sezione:
 $V = q*b1 - d*Wm*b1 = 66,02383$
 $N = 0$
 $M = [q/2 - Wm*d/2] b1^2 = 1650,596$

SEZ.A4 filo muro della suola interna di fondazione

Zona compressa, rif.8.2: $y = 100,7711$ cm
Pressione equivalente, rif.8.2: $q = 1,445477$ daN/cm²
Sforzi sulla sezione:
 $V = (1+Kv)(P5+Q+Wm*d*b4) + Sv'-V(qt) = 67,73071$
 $N = S'b4/b = -42,00821$
 $M = M(qt) + Mp - (1+Kv)(P5+Q+Wm*d)b4/2 - Sv'b4 = -5181,144$

V(qt),M(qt) taglio e momento dalla distribuzione delle pressioni

Resistenza strutturale

Si calcolano le armature allo stato limite, trascurando il contributo delle armature compresse, con rif. alle sollecitazioni V,M ottenute al punto 10), moltiplicate per la zona di competenza delle armature (i), e fattore d'incremento $\gamma = 1,2$

Per le azioni N si moltiplica prudenzialmente per la sola lunghezza i, oppure si verifica a sola flessione pura (N=0)

ponendo:

d' = altezza utile equiv. della sezione resistente

bw/ø = larghezza o diametro della sezione resistente

i = zona di competenza dell'armatura

c = 3 cm, copriferro per lo SLE per fessurazione

NEd = Sforzo normale di calcolo (NEd > 0 = compressione)

VEd = Taglio di calcolo agente = VRd resistenza a taglio

MEd = Momento flettente di calcolo agente

tau = $VEd / (0,9 * bw * d')$, tensione di taglio di riferimento agente

Aa = Area di calcolo di acciaio teso

|MRd| = Momento flettente resistente

Ast = $VEd * 100 / (0,9 * f_{yd} * d')$ cm²/m, eventuale staffatura resistente a taglio

si ottiene:

SEZ.	d'	bw	i	NEd	VEd	MEd	tau(')	Aa	MRd	Ast(')	Api
	cm	cm	cm	daN	daN	daN*m	daN/cm ²	cm ²	daN*m	cm ² /m	cm ² /m
SEZ. attacco parete, h = 0, arm. intradosso:											
A10	22	100	100	2813	6201	6710	3,13	7,91	6715	8,00	1,12
SEZ. parete h = 45, arm. intradosso:											
A11	22	100	100	2531	4299	4408	2,17	5,00	4410	5,55	,78
SEZ. parete h = 90, arm. intradosso:											
A12	22	100	100	2250	2796	2849	1,41	4,40	3901	3,61	,51
SEZ. parete h = 135, arm. intradosso:											
A13	22	100	100	1969	1704	1871	0,86	4,40	3874	2,20	,31
SEZ. parete h = 180, arm. intradosso:											
A14	22	100	100	1688	1021	1291	0,52	4,40	3847	1,32	,19
SEZ. parete h = 225, arm. intradosso:											
A15	22	100	100	1406	696	925	0,35	4,40	3819	,90	,13
SEZ. parete h = 270, arm. intradosso:											
A16	22	100	100	1125	578	638	0,29	4,40	3792	,75	,10
SEZ. parete h = 315, arm. intradosso:											
A17	22	100	100	844	460	404	0,23	4,40	3765	,59	,08
SEZ. parete h = 360, arm. intradosso:											
A18	22	100	100	563	342	224	0,17	4,40	3738	,44	,06
SEZ. parete h = 405, arm. intradosso:											
A19	22	100	100	281	224	97	0,11	4,40	3710	,29	,04
SEZ. a filo muro della suola esterna fondazione, arm. inferiore:											
A3	47	100	100	0	7923	1981	1,87	4,40	7987	4,79	1,44
SEZ. a filo muro della suola interna fondazione, arm. superiore:											
A4	47	100	100	-4201	8128	-6217	1,92	5,47	8917	4,91	1,47

NOTE:

(') Per armature deboli (Peso Tot. Acciaio/mc cls) < 30 daN/mc, le verifiche a taglio si intendono soddisfatte senza calcolo staffe o piegati, se $\tau < \tau_c (= 4,52 \text{ daN/cm}^2)$

Api Eventuali armature alternative piegate a taglio su sezione di rottura:

Api = $VEd / (1,41 * f_{yd}) \text{ cm}^2/\text{m}$

VERIFICA MURO SEZIONE TIPO 02

Unita' di misura

Se non diversamente indicato si assumono:

Forze: daN (1daN = 10N = 1,02Kgf)

Lunghezze: cm

Pressioni: daN/cm² = bar (1daN/cm² = 100KPa = 1,02Kgf/cm²)

Angoli piani: °(gradi sessadecimali)

Dati di calcolo

DATI SISMICI

Zona sismica	4
Categoria del suolo	C
Accelerazione al sito, su suolo rigido: ag	0,04 g
Fattore massimo di amplificazione dello spettro, Fo	2,64
Coeff. stratigrafico, $1 < SS = 1,7 - 0,6Fo * ag / g < 1,5$	1,5
Coeff. topografico, ST	1,2
Accelerazione spettrale massima, $amax = ag * SS * ST$	0,072 g
Coeff. correttivo sismico, β_m	0,18
Coeff. sismico orizz. di calcolo, $K_h = amax * \beta_m$	0,013 g
Coeff. sismico verticale di calcolo, $K_v = K_h / 2$	0,0065 g
Angolo sismico, $prud. < Teta > = Arctg [K_h / (1 + K_v)]$	0,7399526 °

COEFF. DI SICUREZZA PARZIALI IN AZIONE SISMICA

Per le azioni permanenti/& perm. non strutturali, YF	1
Per le azioni variabili, YF	1
Per i parametri geotecnici, YM	1,25
Per la resistenza allo scorrimento, YR	1
Per la resistenza del terreno di fondazione, YR	1
Per la resistenza alla stabilita globale, YR	1,1

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Peso specifico dell'opera di sostegno, Wm	0,0025 daN/cm ³ (2500daN/m ³)
Peso specifico del terrapieno, Wt	0,0018
Angolo caratteristico terreno spingente, $\phi_1 'k$	20 °
Angolo di calcolo, $\phi_1 = Atn(\phi_1 'k / YM)$	16,23
Coesione caratt. del terrapieno, $c_1 'k$	0,2 daN/cm ²
Coesione di calcolo del terrapieno, $c_1 = c_1 'k / YM$	0,16 daN/cm ²
Peso specifico terreno fondazione, W2	0,00197
Angolo attrito caratt. terreno di fondazione, $\phi_2 'k$.	37
Angolo di calcolo, $\phi_2 = Atn(\phi_2 'k / YM)$	31,08
Coesione caratteristica terreno fondazione, $c_2 'k$...	0,5
Coesione di calcolo terreno fondazione, $c_2 = c_2 'k / YM$.	0,4
Coeff. di attrito fondazione-terreno2 allo SL, μ ...	0,75

STRUTTURA DI SOSTEGNO

Altezza della parete, hm	360 cm
Altezza del terrapieno, ht	360
Altezza della fondazione, d	50
Lunghezza suola esterna, b1	50
Lunghezza scarpa esterna, b2	0
Spessore in testa, s	25
Lunghezza scarpa interna, b3	0
Lunghezza suola interna, b4	100
Larghezza basamento fondazione, b	175
Altezza del dente di fondazione, hd	0
Spessore del dente di fondazione, sd	0
Altezza del rinterro, hr	130
Angolo del pendio, $\langle \beta \rangle$	0 °
Angolo rif. sezione di spinta, $\langle \Psi \rangle$	90
Angolo inclinazione spinta terreno, $\langle \Delta \rangle$	10

CARICHI VARIABILI

Sovraccarico caratt. sul terrapieno, qk	0,0400daN/cm ² (400 daN/m ²)
Sovraccarico di calcolo, $q = qk * YF$	0,0400daN/cm ² (400 daN/m ²)
Coppia in testa caratt., Mck	5000 daNcm/cm (5000 daNm/m)
Coppia in testa di calcolo, $Mc = Mck * YF$	5000 daNcm/cm (5000 daNm/m)
Forza verticale in testa, Nck	0 daN/cm (0 daN/m)

FALDA D'ACQUA

Non esiste falda d'acqua: hw = 0

Azioni verticali

Si valutano le azioni verticali stabilizzanti, per 1 cm di lunghezza:

PESI STABILIZZANTI

suola di fondazione, $P1 = Wm \cdot d \cdot b$	21,875
scarpa esterna, $P2 = Wm \cdot b^2 \cdot hm / 2$	0
spessore s, $P3 = Wm \cdot s \cdot hm$	22,5
scarpa interna, $P4 = Wm \cdot b^3 \cdot hm / 2$	0
terrapieno, $P5 = Wt \cdot ht \cdot (b4 + b3 / 2)$	64,8
sovraccarico, $Q = q \cdot b^4$	4
forza verticale in testa, Nck	0

 RISULTANTE VERTICALE, $No = 113,175$ daN

MOMENTI STABILIZZANTI

Valutati rispetto al filo esterno della suola di fondazione:

$M1 = P1 \times 87,5$	=	1914,063
$M2 = P2 \times 50$	=	0
$M3 = P3 \times 62,5$	=	1406,25
$M4 = P4 \times 75$	=	0
$M5 = P5 \times 125$	=	8100
$Mq = Q \times 125$	=	500
$Mn = Nc \times 62,5$	=	0

 MOMENTO TOT. $Mo = 11920,31$ daN*cm

Azioni di spinta

Si calcolano le Azioni orizzontali a quota d'imposta della fondazione, per 1 cm di lunghezza ed altezza di spinta, $het = 410$ cm

IN ASSENZA DI AZIONE SISMICA

Angoli: $\langle \beta \rangle = 0$; $\langle \text{Teta} \rangle = 0^\circ$

$K = 0,5105$ coeff. di spinta attiva (Rif.1.3)

$Kp = 1,958864$ coeff. passivo $1/K$

$zo = 2 \cdot c1 \cdot \text{sqr}(Kp) / Wt = 248$ cm, altezza stabile per coesione

Spinta del terrapieno, $S1 = 1/2 \cdot K \cdot W1 \cdot \text{het}^2 - 2 \cdot c1 \cdot \text{het} / \text{sqr}(Kp) + 2 \cdot c1^2 / Wt = 11,93653$

Spinta del sovraccarico, $S2 = K \cdot q \cdot \text{het} = 8,3722$

Comp. verticale spinta totale, $Sv = (S1 + S2) \cdot \sin(\text{Delta} + 90 - \text{Psi}) = 3,526575$

Comp. orizzontale spinta terrapieno, $S1o = S1 \cdot \cos(\text{Delta} + 90 - \text{Psi}) = 11,75519$

Comp. orizzontale spinta sovraccarico, $S2o = S2 \cdot \cos(\text{Delta} + 90 - \text{Psi}) = 8,245008$

 SPINTA ORIZZONTALE RIBALTANTE, $S = S1o + S2o = 20,0002$ daN

Momento ribaltante spinta terrapieno, $S1o(\text{het} - zo) / 3 = 634,7802$

Momento ribaltante spinta sovraccarico, $S2o \cdot \text{het} / 2 = 1690,227$

 MOMENTO RIBALTANTE, $M = 2325,007$ daN*cm

IN PRESENZA DI AZIONE SISMICA ($ag = 0,04$ g)

Angoli: $\langle \beta \rangle = 0$; $\langle \text{Teta} \rangle = 0,7399937^\circ$

$K' = 0,5213$ coeff. di spinta attiva (Rif.1.3)

$Kp = 1,918281$ coeff. passivo $1/K'$

$zo = 2 \cdot c1 \cdot \text{sqr}(Kp) / Wt = 246$ cm, altezza stabile per coesione

Spinta terrapieno, $S1' = 1/2 \cdot (1 + Kv) \cdot K' \cdot W1 \cdot \text{het}^2 - 2 \cdot c1 \cdot \text{het} / \text{sqr}(Kp) + 2 \cdot c1^2 / Wt = 13,09671$

Spinta dei sovraccarichi, $S2' = (1 + Kv) \cdot K' \cdot q \cdot \text{het} = 8,604891$

Comp. verticale spinta totale: $Sv' = (S1' + S2') \cdot \sin(\text{Delta} + 90 - \text{Psi}) = 3,768444$

Comp. orizzontale spinta terrapieno, $S1o' = S1' \cdot \cos(\text{Delta} + 90 - \text{Psi}) = 12,89774$

Comp. orizzontale spinta sovraccarico, $S2o' = S2' \cdot \cos(\text{Delta} + 90 - \text{Psi}) = 8,474163$

Comp. orizzontale spinta totale: $So' = S1o' + S2o' = 21,3719$

Forza orizzontale d'inerzia totale, $Fc = Kh(P1 + P2 + P3 + P4 + P5) = 1,419275$

 SPINTA ORIZZONTALE RIBALTANTE, $S' = So' + Fc = 22,79118$ daN

* Risulta un incremento di spinta: $DS = So' - S = 1,371706$

Momento di spinta terrapieno, $S_{10}'(\text{het-zo})/3$ = 705,0764
 Momento di spinta sovraccarico, $S_{20}'\text{het}/2$ = 1737,203
 Incremento dinamico prudenziale: $DM = DS\text{het}/6$ = 93,73325
 $I1 = Kh*P1*d/2$ momento forze inerziali fondazione..... = 7,109375
 $I2 = Kh*P2(d+hm/3)$ momento forze inerziali..... = 0
 $I3 = Kh*P3(d+hm/2)$ momento forze inerziali..... = 67,275
 $I4 = Kh*P4(d+hm/3)$ momento forze inerziali..... = 0
 $I5 = Kh*P5(d+hm/2)$ momento forze inerziali..... = 193,752

 MOMENTO RIBALTANTE, M' = 2804,149 daN*cm

Stabilita' a scorrimento e ribaltamento

STABILITA' A SCORRIMENTO

La verifica allo scorrimento sul piano di posa, viene eseguita con Approccio 1 - Comb.2 e con i coeff. di sicurezza parziali di cui al n.2.2. Si indicano con T_{Ed} le forze di scorrimento agenti e con TRd le forze resistenti.

Avendo trovato per 1 cm di lunghezza:

$N_o = 113,175$ daN
 $\mu = 0,75$
 $S_v = 3,526575$ daN, comp.verticale della spinta totale in assenza sisma
 $S_v' = 3,768444$ daN, comp.verticale della spinta totale in presenza sisma
 $c_2 = 0,4$ daN/cm²
 $S_p = 0$ daN, azioni su eventuale dente di fondazione
 $S = 20,0002$ daN
 $S' = 22,79118$ daN
 $T_{zo} = 0$ daN, comp.orizzontale vincoli/tiranti in assenza sisma
 $T_{zv} = 0$ daN, comp.verticale vincoli/tiranti in assenza sisma
 $T_{zo}' = 0$ daN, comp.orizzontale vincoli/tiranti in presenza sisma
 $T_{zv}' = 0$ daN, comp.verticale vincoli/tiranti in presenza sisma
 $h_z = 0$ cm

Si ottiene per lo scorrimento sul piano di posa ($YR = 1$):

1) In assenza di azione sismica
 $TRd = (N_o*\mu + S_v*\mu + b*c_2 + S_p + T_{zo} + T_{zv}*\mu)/YR = 157,5262$ daN
 $T_{Ed} = S = 20,0002$ daN
 Si verifica: $TRd > T_{Ed}$
 $TRd/T_{Ed} = 7,876232$

2) In presenza di azione sismica, con $a_g = 0,04$ g
 $TRd = (N_o*\mu + S_v'*\mu + b*c_2 + S_p + T_{zo}' + T_{zv}'*\mu)/YR = 157,7076$ daN
 $T_{Ed} = S' = 22,79118$ daN
 Si verifica: $TRd' > T_{Ed}'$
 $TRd'/T_{Ed}' = 6,919677$

STABILITA' A RIBALTAMENTO

La verifica al ribaltamento viene eseguita con Approccio 1 - Comb.2 e con i coeff. di sicurezza parziali di cui al n.2.2., considerando questa verifica come stato limite di equilibrio di un corpo rigido (EQU) e facendo riferimento i coeff. parziali del gruppo M2 per il calcolo delle spinte.

Si calcolano allo stato limite i valori di progetto del momento resistente (MRd) e del momento ribaltante (MEd), rispetto al filo esterno della suola di fondazione.

Avendo trovato per 1 cm di lunghezza:

$M_o = 11920,31$ daN*cm
 $M_v = S_v*b = 617,1506$ daN*cm, da comp.verticale spinta in assenza sisma
 $M_v' = S_v'*b = 659,4776$ daN*cm, da comp.verticale spinta in presenza sisma
 $M_c = 5000$ daN*cm
 $M_p = 0$ daM*cm, momento passivo su eventuale dente di fondazione
 $M = 2325,007$ daN*cm, momento ribaltante in assenza sisma
 $M' = 2804,149$ daN*cm, momento ribaltante in presenza sisma

Si ottiene per il ribaltamento ($YR=1$):

1) In assenza di azione sismica

MRd = Mo +Mv -Mc -Mp +Tzo(hz+d) +Tzv(bl+b2*hz/hm) = 7537,463 daN*cm
MEd = M = 2325,007 daN*cm
Si verifica: MRd > MEd
MRd/MEd = 3,24191

2) In presenza di azione sismica, con ag= 0,04 g
MRd' = Mo +Mv' -Mc -Mp +Tzo'(hz+d) +Tzv'(bl+b2*hz/hm) = 7579,79 daN*cm
MEd' = M' = 2804,149 daN*cm
Si verifica: MRd' > MEd'
MRd'/MEd' = 2,703062

Terreno di fondazione

Si calcolano le pressioni agenti sul terreno, facendo riferimento prima ad un materiale elastico (con conservazione delle sezioni piane), poi realisticamente ad un modello di materiale anelastico non lineare, con distribuzione equivalente uniforme delle pressioni (Rif. C.Cestelli Guidi <Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni>, Ed. Hoepli).

Avendo trovato con i coeff. di sicurezza parziali del n.2.2:

Mo = 11920,31 daN*cm
Mv = 617,1506
Mv' = 659,4776
Mc = 5000
Mp = 0 momento dal dente di fondazione
M = 2325,007 momento ribaltante in assenza sisma
M' = 2804,149 momento ribaltante in presenza sisma
No = 113,175 daN
Sv = 3,526575 daN
Sv' = 3,768444
Tzo = 0 daN, comp. orizzontale vincoli/tiranti in assenza sisma
Tzv = 0 daN, comp. verticale vincoli/tiranti in assenza sisma
Tzo' = 0 daN, comp. orizzontale vincoli/tiranti in presenza sisma
Tzv' = 0 daN, comp. verticale vincoli/tiranti in presenza sisma
hz = 0 cm
B = 175 cm, larghezza suola di fondazione
en = 29,16667 cm, nocciolo centrale inerzia(B/6)

Si ottiene:

PRESSIONI AGENTI IN ASSENZA DI AZIONI SISMICHE

Momento risultate rispetto al lembo est. della suola di fondazione:

Md = Mo+Mv-Mc-Mp-M+Tzo(hz+d)+Tzv(bl+b2*hz/hm) = 5212,456 daN*cm

Sforzo normale in fondazione:

Nd = No+Sv+Tzv = 116,7016 daN

Eccentricità rispetto al lembo est. della suola di fondazione:

ee = Md/Nd = 44,66483 cm

Eccentricità rispetto al baricentro della suola di fondazione:

e = B/2 - ee = 42,83517 cm (sezione elastica parzializzata)

Modello elastico: zona compressa y = 133,9945 cm

Pressione massima, qEd1 = 1,741886 daN/cm²

Pressione minima, qEd2 = 0 daN/cm²

Modello anelastico: sezione ridotta y*=B-2e= 89,32967 cm

Pressione equivalente, qEd = Nd/y* = 1,306414 daN/cm² (bar)

PRESSIONI AGENTI IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE (ag= 0,04 g)

Momento risultate rispetto al lembo est. della suola di fondazione:

Md' = Mo+Mv'-Mc-Mp-M'+Tzo'(hz+d)+Tzv'(bl+b2*hz/hm) = 4775,641 daN*cm

Sforzo normale in fondazione:

Nd' = No+Sv'+Tzv' = 116,9434 daN

Eccentricità rispetto al lembo est. della suola di fondazione:

ee' = Md'/Nd' = 40,83718 cm

Eccentricità rispetto al baricentro della suola di fondazione:

e' = B/2 - ee' = 46,66282 cm (sezione elastica parzializzata)

Modello elastico: zona compressa y = 122,5116 cm

Pressione massima, qEd1' = 1,909101 daN/cm²

Pressione minima, qEd2' = 0 daN/cm²

Modello anelastico: sezione ridotta $y^* = B - 2e = 81,67437$ cm
Pressione equivalente, $q_{Ed}' = N_d / y^* = 1,431825$ daN/cm² (bar)

CARICO LIMITE DEL TERRENO DI FONDAZIONE E CEDIMENTI

La verifica al carico limite del complesso terreno-fondazione, viene condotta con Approccio 1 - Comb.2 con coeff. parziali di sicurezza in azione sismica riportati anche al n.2.2.

Si fa riferimento in particolare a fondazioni superficiali con carico nastriforme continuo, e meccanismo di rottura nel piano verticale (che contiene il lato minore della fondazione), trascurando prudenzialmente l'attrito tra fondazione e terreno. Avendosi:

Angolo di attrito del terreno fondazione, $\phi' = 31,08^\circ$
Coesione del terreno fondazione, $c_2 = 0,4$ daN/cm²
Altezza del rinterro della fondazione, $h_r = 130$ cm
Larghezza ridotta della fondazione, $b = 81,67437$ cm
Peso specifico terreno di fondazione, $W_t = 0,00197$

si calcolano i coefficienti di portanza Brinch-Hansen:

N_q	=	$[e^{(3,14 \cdot \tan \phi')}] (1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi')$	20,82247
N_Y	=	$2(N_q + 1) \cdot \tan \phi'$	26,30754
N_c	=	$(N_q - 1) / \tan \phi'$	32,88602

ed i seguenti contributi al carico limite:

q_1	=	$W_t \cdot h_r \cdot N_q$ (contributo rinterro)	5,332634
q_2	=	$1/2(W_t \cdot b \cdot N_Y)$ (contributo attrito)	2,116422
q_3	=	$c_2 \cdot N_c$ (contributo coesione)	13,15441
q_R	=	$q_1 + q_2 + q_3$	20,60346

con coeff. parziale di sicurezza $Y_R = 1$

si ottiene:

Resistenza di progetto: $q_{Rd} = q_R / Y_R = 20,60346$ daN/cm² (bar)

Si verifica: $q_{Rd} > q_{Ed}'$ ($q_{Rd} / q_{Ed}' = 14,38965$)

Deformazioni e cedimenti fondali

Ai fini dello SLD, le deformazioni della struttura non risultano indicative o limitative per la funzionalità di questo tipo di opera. In particolare i cedimenti fondali (u_z) sono apprezzabili solo per terreni coesivi poco consolidati. In tal caso si può valutare comunque il cedimento assoluto a lungo termine in modo sufficientemente esatto conoscendo lo spessore dello strato normalmente consolidato (H), il modulo edometrico medio del materiale (E_{edo}) e la pressione (q^*) a profondità $H/2$.
Con diffusione dei carichi a 45° , si può calcolare:

$u_z = I_o \times H \times q^* / E_{edo}$

dove:

$I_o(\text{med}) = 0,25$

q_{Ed} = pressione unitaria equivalente del n.8.1

B^* = zona compressa di fondazione del n.8.1

q^* = $q_{Ed} / (1 + H/B^*)$, pressione a profondità $H/2$

Stabilita' globale

Viene valutato l'equilibrio globale, del terreno-opera di sostegno, facendo riferimento ai momenti motori e resistenti rispetto all'asse del cerchio critico (vedi schema generale), secondo l'Approccio 1, Comb.2: $A_2, M_2, R_2=1.1$, e quindi con i coeff. di sicurezza parziali di cui al n.2.2).

Secondo Huntington (Rif. C.Cestelli Guidi-Ed.Hoepli), si sostituisce l'azione del terreno a destra del piano verticale A-B con la sua spinta, e si compone con i pesi del prisma AECD: muro ($P_2+P_3+P_4$), terreno (P_5), carichi (Q, N_c), avendo cosi' la risultante R. Essa si scompone in una forza tangente e in una normale al cerchio di scorrimento. A queste forze si oppone il peso di terreno contenuto tra il cerchio e il piano di rinterro a sinistra della sezione A-B. (Vedi schema gen. di riferimento)

Essendo:

Rinterro fondazione..... hr = 130 cm
Altezza dente di fondazione..... hd = 0 cm
Coefficiente di attrito terreno-fondazione..... $\mu = 0,75$
Coesione terreno fondazione..... c2 = 0,4

Risultano i seguenti valori del cerchio critico rispetto al riferimento Z-X:

Ascissa del centro del cerchio critico..... $X_o = 170$
Ordinata del centro del cerchio critico..... $Z_o = 298$
Raggio del cerchio critico di scorrimento..... r = 348 cm

Sempre con rif. allo schema gen., si ha per 1 cm di lunghezza:

Componente orizzontale spinta terreno ed inerziale.... $S' = 22,79118$ daN
Componente verticale della spinta terreno..... $Sv' = 3,768444$
Forze verticali: $P_2+P_3+P_4+P_5+Q+N_c$ N = 91,3
Totale forze verticali, $Sv'+N$ $Nv = 95,06844$
Forza risultante, $\sqrt{Nv^2 + S'^2}$ R = 97,76218

I momenti rispetto al centro critico di rotazione:

Momento motore delle forze verticali, $MP+MQ+MSv'$ MA = -5495,907 daN*cm
Momento motore delle forze di spinta, $S'(Z_o+d)-M'$ MB = 5127,181
Somma algebrica dei momenti, $MA+MB+MCC$ MM = -5368,727 daN*cm

Componente tangente della risultante R: MM/r Tr = -15,42578 daN
Componente normale, $\sqrt{R^2 - TR^2}$ Nr = 96,53751

Peso, $G_1 = 2,561472$ daN

Peso, $G_2 = 68,20005$

Componente tangente, $T_2 = 1,56381$ daN

Componente normale, $N_2 = 68,18212$

Sviluppo dell' arco, HB = 316,1115 cm

Risulta (con $YR=1,1$):

Forza resistente di progetto, $FRd = [(0,9 \cdot G_1 + Nr + N_2) \mu + HB \cdot c_2] / YR = 228,8303$ daN
Forza attiva di scorrimento, $FEd = TR - T_2 = -16,98959$ daN

tensioni di taglio resistenti sull'arco HB: $\tau_R = FRd / HB = 0,724$ daN/cm²

tensioni di taglio attive mobilitate sull'arco HB: $\tau_E = FEd / HB = -0,054$ daN/cm²

Si verifica: $FRd > FEd$ ($\tau_R > \tau_E$)

$FRd / FEd = \tau_R / \tau_E = 13,46885$

V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o' +S2o' = 6,25526
N = N(P2,P3,P4) +Nc = 15,75
M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o'(he-Zo-h)/3 +S2o'(he-h)/2 = 5762,603
*Eccentricità, e = M/N = 365,8795 cm

SEZ.A14 / h = 144 (b=25)

Ricalcolando come sopra a quota h :
S1o' = 0 spinta del terrapieno in presenza sisma
S2o' = 4,504032 spinta dei sovraccarichi q,dp
* e risulta, DS = 0 increm. dinamico di spinta
DM = DS(he-h)/6 = 0 momento aggiunto (se muri vincolati)
Si ottengono le sollecitazioni :
V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o' +S2o' = 5,184972
N = N(P2,P3,P4) +Nc = 13,5
M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o'(he-Zo-h)/3 +S2o'(he-h)/2 = 5559,977
*Eccentricità, e = M/N = 411,8502 cm

SEZ.A15 / h = 180 (b=25)

Ricalcolando come sopra a quota h :
S1o' = 0 spinta del terrapieno in presenza sisma
S2o' = 3,75336 spinta dei sovraccarichi q,dp
* e risulta, DS = 0 increm. dinamico di spinta
DM = DS(he-h)/6 = 0 momento aggiunto (se muri vincolati)
Si ottengono le sollecitazioni :
V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o' +S2o' = 4,32081
N = N(P2,P3,P4) +Nc = 11,25
M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o'(he-Zo-h)/3 +S2o'(he-h)/2 = 5388,873
*Eccentricità, e = M/N = 479,0109 cm

SEZ.A16 / h = 216 (b=25)

Ricalcolando come sopra a quota h :
S1o' = 0 spinta del terrapieno in presenza sisma
S2o' = 3,002688 spinta dei sovraccarichi q,dp
* e risulta, DS = 0 increm. dinamico di spinta
DM = DS(he-h)/6 = 0 momento aggiunto (se muri vincolati)
Si ottengono le sollecitazioni :
V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o' +S2o' = 3,456648
N = N(P2,P3,P4) +Nc = 9
M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o'(he-Zo-h)/3 +S2o'(he-h)/2 = 5248,878
*Eccentricità, e = M/N = 583,2087 cm

SEZ.A17 / h = 252 (b=25)

Ricalcolando come sopra a quota h :
S1o' = 0 spinta del terrapieno in presenza sisma
S2o' = 2,252016 spinta dei sovraccarichi q,dp
* e risulta, DS = 0 increm. dinamico di spinta
DM = DS(he-h)/6 = 0 momento aggiunto (se muri vincolati)
Si ottengono le sollecitazioni :
V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o' +S2o' = 2,592486
N = N(P2,P3,P4) +Nc = 6,75
M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o'(he-Zo-h)/3 +S2o'(he-h)/2 = 5139,994
*Eccentricità, e = M/N = 761,4806 cm

SEZ.A18 / h = 288 (b=25)

Ricalcolando come sopra a quota h :
S1o' = 0 spinta del terrapieno in presenza sisma
S2o' = 1,501344 spinta dei sovraccarichi q,dp
* e risulta, DS = 0 increm. dinamico di spinta
DM = DS(he-h)/6 = 0 momento aggiunto (se muri vincolati)
Si ottengono le sollecitazioni :
V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o' +S2o' = 1,728324
N = N(P2,P3,P4) +Nc = 4,5
M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o'(he-Zo-h)/3 +S2o'(he-h)/2 = 5062,22
*Eccentricità, e = M/N = 1124,938 cm

SEZ.A19 / h = 324 (b=25)

Ricalcolando come sopra a quota h :
S1o' = 0 spinta del terrapieno in presenza sisma
S2o' = 0,750672 spinta dei sovraccarichi q,dp

* e risulta, DS = 0 increm. dinamico di spinta
 DM = DS(he-h)/6 = 0 momento aggiunto (se muri vincolati)
 Si ottengono le sollecitazioni :
 V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o' +S2o' = 0,864162
 N = N(P2,P3,P4) +Nc = 2,25
 M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o'(he-Zo-h)/3 +S2o'(he-h)/2 = 5015,555
 *Eccentricità, e = M/N = 2229,136 cm

SEZ.A3 filo muro della suola esterna di fondazione

 Zona compressa, rif.8.2: y = 81,67437 cm
 pressione equivalente, rif.8.2: q = 1,431825 daN/cm²
 Sforzi sulla sezione:
 V = q*b1 -d*Wm*b1 = 65,34127
 N = 0
 M = [q/2 -Wm*d/2] b1² = 1633,532

SEZ.A4 filo muro della suola interna di fondazione

 Zona compressa, rif.8.2: y = 81,67437 cm
 Pressione equivalente, rif.8.2: q = 1,431825 daN/cm²
 Sforzi sulla sezione:
 V = (1+Kv)(P5+Q+Wm*d*b4) +Sv'-V(qt) = 74,70715
 N = S'b4/b = -13,02353
 M = M(qt) +Mp -(1+Kv)(P5+Q+Wm*d)b4/2 -Sv'b4 = -4276,631

V(qt),M(qt) taglio e momento dalla distribuzione delle pressioni

Resistenza strutturale

Si calcolano le armature allo stato limite, trascurando il contributo delle armature compresse, con rif. alle sollecitazioni V,M ottenute al punto 10), moltiplicate per la zona di competenza delle armature (i), e fattore d'incremento Y= 1,2
 Per le azioni N si moltiplica prudenzialmente per la sola lunghezza i, oppure si verifica a sola flessione pura (N=0)

ponendo:

d' = altezza utile equiv. della sezione resistente
 bw/ø = larghezza o diametro della sezione resistente
 i = zona di competenza dell'armatura
 c = 3 cm, copriferro per lo SLE per fessurazione
 NEd = Sforzo normale di calcolo (NEd >0 = compressione)
 VEd = Taglio di calcolo agente = VRd resistenza a taglio
 MEd = Momento flettente di calcolo agente
 tau = VEd/(0,9*bw*d'), tensione di taglio di riferimento agente
 Aa = Area di calcolo di acciaio teso
 |MRd| = Momento flettente resistente
 Ast = VEd*100/(0,9*fyd*d') cm²/m, eventuale staffatura resistente a taglio

si ottiene:

SEZ.	d'	bw	i	NEd	VEd	MEd	tau(')	Aa	MRd	Ast(')	Api
	cm	cm	cm	daN	daN	daN*m	daN/cm ²	cm ²	daN*m	cm ² /m	cm ² /m

SEZ. attacco parete, h = 0, arm. intradosso:											
A10	22	100	100	2250	1793	8143	0,91	9,86	8144	2,31	,33

SEZ. parete h = 36, arm. intradosso:											
A11	22	100	100	2025	1307	7609	0,66	9,18	7615	1,69	,24

SEZ. parete h = 72, arm. intradosso:											
A12	22	100	100	1800	956	7212	0,48	8,68	7217	1,23	,17

SEZ. parete h = 108, arm. intradosso:											
A13	22	100	100	1575	751	6915	0,38	8,32	6923	,97	,14

SEZ. parete h = 144, arm. intradosso:											
A14	22	100	100	1350	622	6672	0,31	8,02	6673	,80	,11

SEZ. parete h = 180, arm. intradosso:											
A15	22	100	100	1125	518	6467	0,26	7,78	6468	,67	,09

SEZ. parete h = 216, arm. intradosso:											
A16	22	100	100	900	415	6299	0,21	7,59	6301	,54	,08

SEZ. parete h = 252 , arm. intradosso:												
A17	22	100	100	675	311	6168	0,16	7,45	6172	,40	,06	

SEZ. parete h = 288 , arm. intradosso:												
A18	22	100	100	450	207	6075	0,10	7,36	6082	,27	,04	

SEZ. parete h = 324 , arm. intradosso:												
A19	22	100	100	225	104	6019	0,05	7,31	6023	,13	,02	

SEZ. a filo muro della suola esterna fondazione, arm. inferiore:												
A3	47	100	100	0	7841	1960	1,85	4,40	7987	4,74	1,42	

SEZ. a filo muro della suola interna fondazione, arm. superiore:												
A4	47	100	100	-1302	8965	-5132	2,12	4,73	8277	5,42	1,62	

SEZ. sommitale: NEd=Nck ; MEd=Mck*YF(1,5), arm. vert. intradosso parete												
A7	22	100	100	0	0	7500	0,00	9,26	7506	,00	,00	

NOTE:

- (') Per armature deboli (Peso Tot. Acciaio/mc cls) < 30 daN/mc, le verifiche a taglio si intendono soddisfatte senza calcolo staffe o piegati, se $\tau < \tau_c (=4,52 \text{ daN/cm}^2)$
- Api Eventuali armature alternative piegate a taglio su sezione di rottura:
 $Api = VEd / (1,41 * f_{yd}) \text{ cm}^2/\text{m}$

VERIFICA MURO SEZIONE TIPO 03

Unita' di misura

Se non diversamente indicato si assumono:

Forze: daN (1daN = 10N = 1,02Kgf)
Lunghezze: cm
Pressioni: daN/cm² = bar (1daN/cm² = 100KPa = 1,02Kgf/cm²)
Angoli piani: °(gradi sessadecimali)

Dati di calcolo

DATI SISMICI

Zona sismica	4
Categoria del suolo	C
Accelerazione al sito, su suolo rigido: ag	0,04 g
Fattore massimo di amplificazione dello spettro, Fo	2,64
Coeff. stratigrafico, $1 < SS = 1,7 - 0,6Fo * ag / g < 1,5$	1,5
Coeff. topografico, ST	1,2
Accelerazione spettrale massima, $amax = ag * SS * ST$	0,072 g
Coeff. correttivo sismico, β_m	0,18
Coeff. sismico orizz. di calcolo, $K_h = amax * \beta_m$	0,013 g
Coeff. sismico verticale di calcolo, $K_v = K_h / 2$	0,0065 g
Anglo sismico, $prud. < Teta > = Arctg [K_h / (1 + K_v)]$	0,7399526 °

COEFF. DI SICUREZZA PARZIALI IN AZIONE SISMICA

Per le azioni permanenti/& perm. non strutturali, YF	1
Per le azioni variabili, YF	1
Per i parametri geotecnici, YM	1,25
Per la resistenza allo scorrimento, YR	1
Per la resistenza del terreno di fondazione, YR	1
Per la resistenza alla stabilita globale, YR	1,1

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Peso specifico dell'opera di sostegno, W_m	0,0025 daN/cm ³ (2500daN/m ³)
Peso specifico del terrapieno, W_t	0,0018
Angolo caratteristico terreno spingente, $\phi_1'k$	20 °
Angolo di calcolo, $\phi_1 = Atn(\phi_1'k / Y_M)$	16,23
Coesione caratt. del terrapieno, $c_1'k$	0,1 daN/cm ²
Coesione di calcolo del terrapieno, $c_1 = c_1'k / Y_M$	0,08 daN/cm ²
Peso specifico terreno fondazione, W_2	0,00197
Angolo attrito caratt. terreno di fondazione, $\phi_2'k$.	37
Angolo di calcolo, $\phi_2 = Atn(\phi_2'k / Y_M)$	31,08
Coesione caratteristica terreno fondazione, $c_2'k$...	0,5
Coesione di calcolo terreno fondazione, $c_2 = c_2'k / Y_M$.	0,4
Coeff. di attrito fondazione-terreno2 allo SL, μ ...	0,75

STRUTTURA DI SOSTEGNO

Altezza della parete, hm	200 cm
Altezza del terrapieno, ht	200
Altezza della fondazione, d	40
Lunghezza suola esterna, b1	30
Lunghezza scarpa esterna, b2	0
Spessore in testa, s	25
Lunghezza scarpa interna, b3	0
Lunghezza suola interna, b4	80
Larghezza basamento fondazione, b	135
Altezza del dente di fondazione, hd	0
Spessore del dente di fondazione, sd	0
Altezza del rinterro, hr	90
Angolo del pendio, $\langle \beta \rangle$	30 °
Angolo rif. sezione di spinta, $\langle \Psi \rangle$	90
Angolo inclinazione spinta terreno, $\langle \Delta \rangle$	10

CARICHI VARIABILI

Sovraccarico caratt. sul terrapieno, q_k	0,0200daN/cm ² (200 daN/m ²)
Sovraccarico di calcolo, $q = q_k * Y_F$	0,0200daN/cm ² (200 daN/m ²)
Coppia in testa caratt., M_{ck}	0 daNcm/cm (0 daNm/m)
Coppia in testa di calcolo, $M_c = M_{ck} * Y_F$	0 daNcm/cm (0 daNm/m)
Forza verticale in testa, N_{ck}	0 daN/cm (0 daN/m)

FALDA D'ACQUA

Non esiste falda d'acqua: hw = 0

Azioni verticali

Si valutano le azioni verticali stabilizzanti, per 1 cm di lunghezza:

PESI STABILIZZANTI

suola di fondazione, $P1 = Wm*d*b$	13,5
scarpa esterna, $P2 = Wm*b2*hm/2$	0
spessore s, $P3 = Wm*s*hm$	12,5
scarpa interna, $P4 = Wm*b3*hm/2$	0
terrapieno, $P5 = Wt*ht(b4+b3/2)$	28,8
sovraccarico, $Q = q*b4$	1,6
forza verticale in testa, Nck	0

RISULTANTE VERTICALE, $No = 56,4$ daN

MOMENTI STABILIZZANTI

Valutati rispetto al filo esterno della suola di fondazione:

$M1 = P1 \times 67,5$	=	911,25
$M2 = P2 \times 30$	=	0
$M3 = P3 \times 42,5$	=	531,25
$M4 = P4 \times 55$	=	0
$M5 = P5 \times 95$	=	2736
$Mq = Q \times 95$	=	152
$Mn = Nc \times 42,5$	=	0

MOMENTO TOT. $Mo = 4330,5$ daN*cm

Azioni di spinta

Si calcolano le Azioni orizzontali a quota d'imposta della fondazione, per 1 cm di lunghezza ed altezza di spinta, $het = 286$ cm.

IN ASSENZA DI AZIONE SISMICA

Angoli: $\langle \beta \rangle = 30$; $\langle \text{Teta} \rangle = 0^\circ$
 $K = 0,9361$ coeff. di spinta attiva (Rif.1.3)
 $Kp = 1,068262$ coeff. passivo $1/K$
 $zo = 2*cl*\text{sqr}(Kp)/Wt = 91$ cm, altezza stabile per coesione
Spinta del terrapieno, $S1 = 1/2K*W1*het^2 - 2cl*het/\text{sqr}(Kp) + 2cl^2/Wt$ = 31,74959
Spinta del sovraccarico, $S2 = K*q*het$ = 5,354492
Comp. verticale spinta totale, $Sv = (S1+S2)*\sin(\text{Delta}+90-\text{Psi})$ = 6,443057
Comp. orizzontale spinta terrapieno, $S1o = S1*\cos(\text{Delta}+90-\text{Psi})$ = 31,26724
Comp. orizzontale spinta sovraccarico, $S2o = S2*\cos(\text{Delta}+90-\text{Psi})$ = 5,273145

SPINTA ORIZZONTALE RIBALTANTE, $S = S1o + S2o$ = 36,54039 daN

Momento ribaltante spinta terrapieno, $S1o(het-Zo)/3$ = 2032,371
Momento ribaltante spinta sovraccarico, $S2o*het/2$ = 754,0597

MOMENTO RIBALTANTE, M = 2786,43 daN*cm

IN PRESENZA DI AZIONE SISMICA ($ag = 0,04$ g)

Angoli: $\langle \beta \rangle = 30$; $\langle \text{Teta} \rangle = 0,7399937^\circ$
 $K' = 0,9453$ coeff. di spinta attiva (Rif.1.3)
 $Kp = 1,057865$ coeff. passivo $1/K'$
 $zo = 2*cl*\text{sqr}(Kp)/Wt = 91$ cm, altezza stabile per coesione
Spinta terrapieno, $S1' = 1/2(1+Kv)K'W1*het^2 - 2cl*het/\text{sqr}(Kp) + 2cl^2/Wt$ = 32,66216
Spinta dei sovraccarichi, $S2' = (1+Kv)K'*q*het$ = 5,442262
Comp. verticale spinta totale: $Sv' = (S1'+S2')*\sin(\text{Delta}+90-\text{Psi})$ = 6,616764
Comp. orizzontale spinta terrapieno, $S1'o = S1'*\cos(\text{Delta}+90-\text{Psi})$ = 32,16595
Comp. orizzontale spinta sovraccarico, $S2'o = S2'*\cos(\text{Delta}+90-\text{Psi})$ = 5,359582
Comp. orizzontale spinta totale: $So' = S1'o + S2'o$ = 37,52553
Forza orizzontale d'inerzia totale, $Fc = Kh(P1+P2+P3+P4+P5)$ = 0,7124

SPINTA ORIZZONTALE RIBALTANTE, $S' = So' + Fc$ = 38,23793 daN
* Risulta un incremento di spinta: $DS = So' - S = 0,9851418$

Momento di spinta terrapieno, $S_{1o}'(het-zo)/3$ = 2090,787
 Momento di spinta sovraccarico, $S_{2o}'*het/2$ = 766,4202
 Incremento dinamico prudenziale: $DM = DS*het/6$ = 46,95842
 $I1 = Kh*P1*d/2$ momento forze inerziali fondazione..... = 3,51
 $I2 = Kh*P2(d+hm/3)$ momento forze inerziali..... = 0
 $I3 = Kh*P3(d+hm/2)$ momento forze inerziali..... = 22,75
 $I4 = Kh*P4(d+hm/3)$ momento forze inerziali..... = 0
 $I5 = Kh*P5(d+hm/2)$ momento forze inerziali..... = 52,416

 MOMENTO RIBALTANTE, M' = 2982,841 daN*cm

Stabilita' a scorrimento e ribaltamento

STABILITA' A SCORRIMENTO

La verifica allo scorrimento sul piano di posa, viene eseguita con Approccio 1 - Comb.2 e con i coeff. di sicurezza parziali di cui al n.2.2. Si indicano con T_{Ed} le forze di scorrimento agenti e con TRd le forze resistenti.

Avendo trovato per 1 cm di lunghezza:

$N_o = 56,4$ daN
 $\mu = 0,75$
 $S_v = 6,443057$ daN, comp.verticale della spinta totale in assenza sisma
 $S_v' = 6,616764$ daN, comp.verticale della spinta totale in presenza sisma
 $c_2 = 0,4$ daN/cm²
 $S_p = 0$ daN, azioni su eventuale dente di fondazione
 $S = 36,54039$ daN
 $S' = 38,23793$ daN
 $T_{zo} = 0$ daN, comp.orizzontale vincoli/tiranti in assenza sisma
 $T_{zv} = 0$ daN, comp.verticale vincoli/tiranti in assenza sisma
 $T_{zo}' = 0$ daN, comp.orizzontale vincoli/tiranti in presenza sisma
 $T_{zv}' = 0$ daN, comp.verticale vincoli/tiranti in presenza sisma
 $hz = 0$ cm

Si ottiene per lo scorrimento sul piano di posa ($YR = 1$):

1) In assenza di azione sismica
 $TRd = (N_o*\mu + S_v*\mu + b*c_2 + S_p + T_{zo} + T_{zv}*\mu)/YR = 101,1323$ daN
 $T_{Ed} = S = 36,54039$ daN
 Si verifica: $TRd > T_{Ed}$
 $TRd/T_{Ed} = 2,767685$

2) In presenza di azione sismica, con $ag = 0,04$ g
 $TRd = (N_o*\mu + S_v'*\mu + b*c_2 + S_p + T_{zo}' + T_{zv}'*\mu)/YR = 101,2626$ daN
 $T_{Ed} = S' = 38,23793$ daN
 Si verifica: $TRd' > T_{Ed}'$
 $TRd'/T_{Ed}' = 2,648223$

STABILITA' A RIBALTAMENTO

La verifica al ribaltamento viene eseguita con Approccio 1 - Comb.2 e con i coeff. di sicurezza parziali di cui al n.2.2., considerando questa verifica come stato limite di equilibrio di un corpo rigido (EQU) e facendo riferimento i coeff. parziali del gruppo M2 per il calcolo delle spinte.

Si calcolano allo stato limite i valori di progetto del momento resistente (MRd) e del momento ribaltante (MEd), rispetto al filo esterno della suola di fondazione.

Avendo trovato per 1 cm di lunghezza:

$M_o = 4330,5$ daN*cm
 $M_v = S_v*b = 869,8127$ daN*cm, da comp.verticale spinta in assenza sisma
 $M_v' = S_v'*b = 893,2631$ daN*cm, da comp.verticale spinta in presenza sisma
 $M_c = 0$ daN*cm
 $M_p = 0$ daN*cm, momento passivo su eventuale dente di fondazione
 $M = 2786,43$ daN*cm, momento ribaltante in assenza sisma
 $M' = 2982,841$ daN*cm, momento ribaltante in presenza sisma

Si ottiene per il ribaltamento ($YR=1$):

1) In assenza di azione sismica

$$MRd = Mo + Mv - Mc - Mp + Tzo(hz+d) + Tzv(b1+b2*hz/hm) = 5200,313 \text{ daN*cm}$$

$$MED = M = 2786,43 \text{ daN*cm}$$

Si verifica: $MRd > MED$

$$MRd/MED = 1,866299$$

2) In presenza di azione sismica, con $ag = 0,04 \text{ g}$

$$MRd' = Mo + Mv' - Mc - Mp + Tzo'(hz+d) + Tzv'(b1+b2*hz/hm) = 5223,763 \text{ daN*cm}$$

$$MED' = M' = 2982,841 \text{ daN*cm}$$

Si verifica: $MRd' > MED'$

$$MRd'/MED' = 1,751271$$

Terreno di fondazione

Si calcolano le pressioni agenti sul terreno, facendo riferimento prima ad un materiale elastico (con conservazione delle sezioni piane), poi realisticamente ad un modello di materiale anelastico non lineare, con distribuzione equivalente uniforme delle pressioni (Rif. C.Cestelli Guidi <Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni>, Ed. Hoepli).

Avendo trovato con i coeff. di sicurezza parziali del n.2.2:

Mo = 4330,5 daN*cm
Mv = 869,8127
Mv' = 893,2631
Mc = 0
Mp = 0 momento dal dente di fondazione
M = 2786,43 momento ribaltante in assenza sisma
M' = 2982,841 momento ribaltante in presenza sisma
No = 56,4 daN
Sv = 6,443057 daN
Sv' = 6,616764
Tzo = 0 daN, comp. orizzontale vincoli/tiranti in assenza sisma
Tzv = 0 daN, comp. verticale vincoli/tiranti in assenza sisma
Tzo' = 0 daN, comp. orizzontale vincoli/tiranti in presenza sisma
Tzv' = 0 daN, comp. verticale vincoli/tiranti in presenza sisma
hz = 0 cm
B = 135 cm, larghezza suola di fondazione
en = 22,5 cm, nocciolo centrale inerzia (B/6)

Si ottiene:

PRESSIONI AGENTI IN ASSENZA DI AZIONI SISMICHE

Momento risultate rispetto al lembo est. della suola di fondazione:

$$Md = Mo + Mv - Mc - Mp - M + Tzo(hz+d) + Tzv(b1+b2*hz/hm) = 2413,882 \text{ daN*cm}$$

Sforzo normale in fondazione:

$$Nd = No + Sv + Tzv = 62,84306 \text{ daN}$$

Eccentricità rispetto al lembo est. della suola di fondazione:

$$ee = Md/Nd = 38,41128 \text{ cm}$$

Eccentricità rispetto al baricentro della suola di fondazione:

$$e = B/2 - ee = 29,08872 \text{ cm (sezione elastica parzializzata)}$$

Modello elastico: zona compressa $y = 115,2338 \text{ cm}$

Pressione massima, $qEd1 = 1,090705 \text{ daN/cm}^2$

Pressione minima, $qEd2 = 0 \text{ daN/cm}^2$

Modello anelastico: sezione ridotta $y^* = B - 2e = 76,82256 \text{ cm}$

Pressione equivalente, $qEd = Nd/y^* = 0,8180287 \text{ daN/cm}^2 \text{ (bar)}$

PRESSIONI AGENTI IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE ($ag = 0,04 \text{ g}$)

Momento risultate rispetto al lembo est. della suola di fondazione:

$$Md' = Mo + Mv' - Mc - Mp - M' + Tzo'(hz+d) + Tzv'(b1+b2*hz/hm) = 2240,922 \text{ daN*cm}$$

Sforzo normale in fondazione:

$$Nd' = No + Sv' + Tzv' = 63,01676 \text{ daN}$$

Eccentricità rispetto al lembo est. della suola di fondazione:

$$ee' = Md'/Nd' = 35,56073 \text{ cm}$$

Eccentricità rispetto al baricentro della suola di fondazione:

$$e' = B/2 - ee' = 31,93927 \text{ cm (sezione elastica parzializzata)}$$

Modello elastico: zona compressa $y = 106,6822 \text{ cm}$

Pressione massima, $q_{Ed1}' = 1,181393 \text{ daN/cm}^2$
Pressione minima, $q_{Ed2}' = 0 \text{ daN/cm}^2$

Modello anelastico: sezione ridotta $y^* = B - 2e' = 71,12145 \text{ cm}$
Pressione equivalente, $q_{Ed}' = N_d' / y^* = 0,8860444 \text{ daN/cm}^2 \text{ (bar)}$

CARICO LIMITE DEL TERRENO DI FONDAZIONE E CEDIMENTI

La verifica al carico limite del complesso terreno-fondazione, viene condotta con Approccio 1 - Comb.2 con coeff. parziali di sicurezza in azione sismica riportati anche al n.2.2.

Si fa riferimento in particolare a fondazioni superficiali con carico nastriforme continuo, e meccanismo di rottura nel piano verticale (che contiene il lato minore della fondazione), trascurando prudenzialmente l'attrito tra fondazione e terreno. Avendosi:

Angolo di attrito del terreno fondazione, $\varphi' = 31,08^\circ$
Coesione del terreno fondazione, $c_2 = 0,4 \text{ daN/cm}^2$
Altezza del rinterro della fondazione, $h_r = 90 \text{ cm}$
Larghezza ridotta della fondazione, $b = 71,12145 \text{ cm}$
Peso specifico terreno di fondazione, $W_t = 0,00197$

si calcolano i coefficienti di portanza Brinch-Hansen:

N_q	=	$[e^{(3,14 \cdot \tan \varphi')}] (1 + \sin \varphi') / (1 - \sin \varphi')$	20,82247
N_Y	=	$2(N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$	26,30754
N_c	=	$(N_q - 1) / \tan \varphi'$	32,88602

ed i seguenti contributi al carico limite:

q_1	=	$W_t \cdot h_r \cdot N_q$ (contributo rinterro)	3,691823
q_2	=	$1/2 (W_t \cdot b \cdot N_Y)$ (contributo attrito)	1,842965
q_3	=	$c_2 \cdot N_c$ (contributo coesione)	13,15441
q_R	=	$q_1 + q_2 + q_3$	18,6892

con coeff. parziale di sicurezza $Y_R = 1$

si ottiene:

Resistenza di progetto: $q_{Rd} = q_R / Y_R = 18,6892 \text{ daN/cm}^2 \text{ (bar)}$

Si verifica: $q_{Rd} > q_{Ed}'$ ($q_{Rd} / q_{Ed}' = 21,09285$)

Deformazioni e cedimenti fondali

Ai fini dello SLD, le deformazioni della struttura non risultano indicative o limitative per la funzionalità di questo tipo di opera. In particolare i cedimenti fondali (u_z) sono apprezzabili solo per terreni coesivi poco consolidati. In tal caso si può valutare comunque il cedimento assoluto a lungo termine in modo sufficientemente esatto conoscendo lo spessore dello strato normalmente consolidato (H), il modulo edometrico medio del materiale (E_{edo}) e la pressione (q^*) a profondità $H/2$.
Con diffusione dei carichi a 45° , si può calcolare:

$u_z = I_o \times H \times q^* / E_{edo}$

dove:

$I_o(\text{med}) = 0,25$

q_{Ed} = pressione unitaria equivalente del n.8.1

B^* = zona compressa di fondazione del n.8.1

q^* = $q_{Ed} / (1 + H/B^*)$, pressione a profondità $H/2$

Stabilita' globale

Viene valutato l'equilibrio globale, del terreno-opera di sostegno, facendo riferimento ai momenti motori e resistenti rispetto all'asse del cerchio critico (vedi schema generale), secondo l'Approccio 1, Comb.2: $A_2, M_2, R_2=1.1$, e quindi con i coeff. di sicurezza parziali di cui al n.2.2).

Secondo Huntington (Rif. C.Cestelli Guidi-Ed.Hoepli), si sostituisce l'azione del terreno a destra del piano verticale A-B con la sua spinta, e si compone con i pesi del prisma AECD: muro ($P_2+P_3+P_4$), terreno (P_5), carichi (Q, N_c), avendo cosi' la risultante R. Essa si scompone in una forza tangente e in una normale al cerchio di scorrimento. A queste forze si oppone il peso di terreno contenuto tra il circolo e il piano di rinterro a sinistra della sezione A-B. (Vedi schema gen. di riferimento)

Essendo:

Rinterro fondazione.....	hr = 90 cm
Altezza dente di fondazione.....	hd = 0 cm
Coefficiente di attrito terreno-fondazione.....	$\mu = 0,75$
Coesione terreno fondazione.....	$c_2 = 0,4$

Risultano i seguenti valori del cerchio critico rispetto al riferimento Z-X:

Ascissa del centro del cerchio critico.....	$X_o = 140$
Ordinata del centro del cerchio critico.....	$Z_o = 370$
Raggio del cerchio critico di scorrimento.....	$r = 410$ cm

Sempre con rif. allo schema gen., si ha per 1 cm di lunghezza:

Componente orizzontale spinta terreno ed inerziale....	$S' = 38,23793$ daN
Componente verticale della spinta terreno.....	$Sv' = 6,616764$
Forze verticali: $P_2+P_3+P_4+P_5+Q+N_c$	$N = 42,9$
Totale forze verticali, $Sv'+N$	$Nv = 49,51676$
Forza risultante, $\sqrt{Nv^2 + S'^2}$	$R = 62,56236$

I momenti rispetto al centro critico di rotazione:

Momento motore delle forze verticali, $MP+MQ+MSv'$	$MA = -2619,834$ daN*cm
Momento motore delle forze di spinta, $S'(Z_o+d)-M'$	$MB = 12694,71$
Somma algebrica dei momenti, $MA+MB-MCC$	$MM = 10074,88$ daN*cm

Componente tangente della risultante R: MM/r	$Tr = 24,57104$ daN
Componente normale, $\sqrt{R^2 - Tr^2}$	$Nr = 57,53532$
Peso, $G_1 = -1,773401$ daN	
Peso, $G_2 = 46,3407$	
Componente tangente, $T_2 = -0,7239851$ daN	
Componente normale, $N_2 = 46,33504$	
Sviluppo dell' arco, $HB = 271,9523$ cm	

Risulta (con $YR=1,1$):

Forza resistente di progetto, $FRd = [(0,9 \cdot G_1 + Nr + N_2) \mu + HB \cdot c_2] / YR = 168,6242$ daN
Forza attiva di scorrimento, $FEd = TR - T_2 = 25,29503$ daN

tensioni di taglio resistenti sull'arco HB: $\tau_R = FRd / HB = 0,62$ daN/cm²
tensioni di taglio attive mobilitate sull'arco HB: $\tau_E = FEd / HB = 0,093$ daN/cm²

Si verifica: $FRd > FEd$ ($\tau_R > \tau_E$)
 $FRd / FEd = \tau_R / \tau_E = 6,666299$

Sollecitazioni delle sezioni tipo

Le verifiche di tipo strutturale allo SLU vengono effettuate normalmente con Approccio 2 (A1, M1), non tenendo conto del coeff. di sicurezza parziale YR; ciò equivale all'Approccio 1 Comb.1. Nella situazione più gravosa in cui è presente l'azione sismica, essendo sempre YA=1 si progetta per la condizione peggiore rappresentata dall'Approccio 1 - Comb.2
Con i coeff. di sicurezza parziali di cui al n.2.2, per 1 cm di lunghezza, si ha così:

SEZ.A10 attacco elevazione, h = 0 (b=25)

he = 246 cm, altezza di spinta
zo = 91 cm, altezza stabile per coesione
Spinta del terrapieno:
S1' = (1+Kv)K'W1*he²/2 - 2c1*he/sqr(Kp) + 2c²/Wt = 20,6626
Spinta sovraccarichi: S2' = (1+Kv)K'q*he = 4,681107
Comp. verticale della spinta totale:
Sv' = (S1'+S2')sin(Delta+90-Psi)..... = 4,400888
Comp. orizzontale spinta terrapieno: S1o'..... = 20,34868
Comp. orizzontale spinta sovraccarichi: S2o'..... = 4,60999
* e risulta, DS = 0,7135367 increm. dinamico di spinta
spinta inerziale scarpa esterna, Kh*P2..... = 0
spinta inerziale elevazione, Kh*P3..... = 0,1625
spinta inerziale scarpa interna, Kh*P4..... = 0
spinta inerziale terrapieno, Kh*P5..... = 0,3744
Forza concentrata orizzontale, Tzo'..... = 0
Somma:
V = 25,49557 daN
N = P2+P3+P4+Nc+Tzv2 = 12,5 daN
momento spinta terrapieno, S1o'(he-Zo)/3..... = 1051,349
momento spinta del sovraccarico, S2o'he/2 = 567,0288
momento forza inerziale scarpa esterna, Kh*P2*hm/3 .. = 0
momento forza inerziale elevazione, Kh*P3*hm/2 = 16,25
momento forza inerziale scarpa interna, Kh*P4*hm/3 .. = 0
momento forza inerziale terrapieno, Kh*P5*he/2 = 46,0512
* incremento (se muri vincolati), DM=DS*he/6 = 0
momento eccentricità peso muro, Mee = 0
momento dai carichi concentrati esterni (Mc, Tz, Nc)... = 0
Somma:
M = 1680,679 daN*cm
*Eccentricità, e = M/N = 134,4543 cm

SEZ.A11 / h = 20 (b=25)

Ricalcolando come sopra a quota h :
S1o' = 15,452 spinta del terrapieno in presenza sisma
S2o' = 4,272756 spinta dei sovraccarichi q,dp
* e risulta, DS = 0,5257502 increm. dinamico di spinta
DM = DS(he-h)/6 = 0 momento aggiunto (se muri vincolati)
Si ottengono le sollecitazioni :
V = V(P2, P3, P4, P5) + S1o' + S2o' = 20,21497
N = N(P2, P3, P4) + Nc = 11,25
M = M(V2, V3, V4, V5) + Mc + DM + S1o'(he-Zo-h)/3 + S2o'(he-h)/2 = 1230,192
*Eccentricità, e = M/N = 109,3504 cm

SEZ.A12 / h = 40 (b=25)

Ricalcolando come sopra a quota h :
S1o' = 11,22995 spinta del terrapieno in presenza sisma
S2o' = 3,894636 spinta dei sovraccarichi q,dp
* e risulta, DS = 0,4231901 increm. dinamico di spinta
DM = DS(he-h)/6 = 0 momento aggiunto (se muri vincolati)
Si ottengono le sollecitazioni :
V = V(P2, P3, P4, P5) + S1o' + S2o' = 15,56811
N = N(P2, P3, P4) + Nc = 10
M = M(V2, V3, V4, V5) + Mc + DM + S1o'(he-Zo-h)/3 + S2o'(he-h)/2 = 874,3217
*Eccentricità, e = M/N = 87,43217 cm

SEZ.A13 / h = 60 (b=25)

Ricalcolando come sopra a quota h :
S1o' = 7,682532 spinta del terrapieno in presenza sisma
S2o' = 3,516516 spinta dei sovraccarichi q,dp
* e risulta, DS = 0,3315105 increm. dinamico di spinta
DM = DS(he-h)/6 = 0 momento aggiunto (se muri vincolati)
Si ottengono le sollecitazioni :

V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o' +S2o' = 11,59588
N = N(P2,P3,P4) +Nc = 8,75
M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o'(he-Zo-h)/3 +S2o'(he-h)/2 = 604,6054
*Eccentricità, e = M/N = 69,09776 cm

SEZ.A14 / h = 80 (b=25)

Ricalcolando come sopra a quota h :
S1o' = 4,809747 spinta del terrapieno in presenza sisma
S2o' = 3,138396 spinta dei sovraccarichi q,dp
* e risulta, DS = 0,2507114 increm. dinamico di spinta
DM = DS(he-h)/6 = 0 momento aggiunto (se muri vincolati)
Si ottengono le sollecitazioni :
V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o' +S2o' = 8,298286
N = N(P2,P3,P4) +Nc = 7,5
M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o'(he-Zo-h)/3 +S2o'(he-h)/2 = 407,55
*Eccentricità, e = M/N = 54,33999 cm

SEZ.A15 / h = 100 (b=25)

Ricalcolando come sopra a quota h :
S1o' = 2,611594 spinta del terrapieno in presenza sisma
S2o' = 2,760276 spinta dei sovraccarichi q,dp
* e risulta, DS = 0,180793 increm. dinamico di spinta
DM = DS(he-h)/6 = 0 momento aggiunto (se muri vincolati)
Si ottengono le sollecitazioni :
V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o' +S2o' = 5,675325
N = N(P2,P3,P4) +Nc = 6,25
M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o'(he-Zo-h)/3 +S2o'(he-h)/2 = 269,6628
*Eccentricità, e = M/N = 43,14605 cm

SEZ.A16 / h = 120 (b=25)

Ricalcolando come sopra a quota h :
S1o' = 1,088074 spinta del terrapieno in presenza sisma
S2o' = 2,382156 spinta dei sovraccarichi q,dp
* e risulta, DS = 0,1217545 increm. dinamico di spinta
DM = DS(he-h)/6 = 0 momento aggiunto (se muri vincolati)
Si ottengono le sollecitazioni :
V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o' +S2o' = 3,726996
N = N(P2,P3,P4) +Nc = 5
M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o'(he-Zo-h)/3 +S2o'(he-h)/2 = 177,4513
*Eccentricità, e = M/N = 35,49026 cm

SEZ.A17 / h = 140 (b=25)

Ricalcolando come sopra a quota h :
S1o' = 0,2391871 spinta del terrapieno in presenza sisma
S2o' = 2,004036 spinta dei sovraccarichi q,dp
* e risulta, DS = 7,359593E-02 increm. dinamico di spinta
DM = DS(he-h)/6 = 0 momento aggiunto (se muri vincolati)
Si ottengono le sollecitazioni :
V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o' +S2o' = 2,4533
N = N(P2,P3,P4) +Nc = 3,75
M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o'(he-Zo-h)/3 +S2o'(he-h)/2 = 117,4227
*Eccentricità, e = M/N = 31,31271 cm

SEZ.A18 / h = 160 (b=25)

Ricalcolando come sopra a quota h :
S1o' = 0 spinta del terrapieno in presenza sisma
S2o' = 1,625916 spinta dei sovraccarichi q,dp
* e risulta, DS = 0 increm. dinamico di spinta
DM = DS(he-h)/6 = 0 momento aggiunto (se muri vincolati)
Si ottengono le sollecitazioni :
V = V(P2,P3,P4,P5) +S1o' +S2o' = 1,789304
N = N(P2,P3,P4) +Nc = 2,5
M = M(V2,V3,V4,V5) +Mc +DM +S1o'(he-Zo-h)/3 +S2o'(he-h)/2 = 76,19256
*Eccentricità, e = M/N = 30,47702 cm

SEZ.A19 / h = 180 (b=25)

Ricalcolando come sopra a quota h :
S1o' = 0 spinta del terrapieno in presenza sisma
S2o' = 1,247796 spinta dei sovraccarichi q,dp

* e risulta, DS = 0 increm. dinamico di spinta
 DM = DS(he-h)/6 = 0 momento aggiunto (se muri vincolati)
 Si ottengono le sollecitazioni :
 $V = V(P2, P3, P4, P5) + S1o' + S2o' = 1,364495$
 $N = N(P2, P3, P4) + Nc = 1,25$
 $M = M(V2, V3, V4, V5) + Mc + DM + S1o'(he-Zo-h)/3 + S2o'(he-h)/2 = 44,65458$
 *Eccentricità, e = M/N = 35,72366 cm

SEZ.A3 filo muro della suola esterna di fondazione

 Zona compressa, rif.8.2: y = 71,12145 cm
 pressione equivalente, rif.8.2: q = 0,8860444 daN/cm²
 Sforzi sulla sezione:
 $V = q*b1 - d*Wm*b1 = 23,58133$
 N = 0
 $M = [q/2 - Wm*d/2] b1^2 = 353,72$

SEZ.A4 filo muro della suola interna di fondazione

 Zona compressa, rif.8.2: y = 71,12145 cm
 Pressione equivalente, rif.8.2: q = 0,8860444 daN/cm²
 Sforzi sulla sezione:
 $V = (1+Kv)(P5+Q+Wm*d*b4) + Sv' - V(qt) = 28,76616$
 $N = S'b4/b = -22,65951$
 $M = M(qt) + Mp - (1+Kv)(P5+Q+Wm*d)b4/2 - Sv'b4 = -1772,929$

V(qt), M(qt) taglio e momento dalla distribuzione delle pressioni

Resistenza strutturale

Si calcolano le armature allo stato limite, trascurando il contributo delle armature compresse, con rif. alle sollecitazioni V, M ottenute al punto 10), moltiplicate per la zona di competenza delle armature (i), e fattore d'incremento Y= 1,2
 Per le azioni N si moltiplica prudenzialmente per la sola lunghezza i, oppure si verifica a sola flessione pura (N=0)
 ponendo:

d' = altezza utile equiv. della sezione resistente
 bw/ø = larghezza o diametro della sezione resistente
 i = zona di competenza dell'armatura
 c = 3 cm, copriferro per lo SLE per fessurazione
 NEd = Sforzo normale di calcolo (NEd > 0 = compressione)
 VEd = Taglio di calcolo agente = VRd resistenza a taglio
 MEd = Momento flettente di calcolo agente
 tau = VEd/(0,9*bw*d'), tensione di taglio di riferimento agente
 Aa = Area di calcolo di acciaio teso
 |MRd| = Momento flettente resistente
 Ast = VEd*100/(0,9*fyd*d') cm²/m, eventuale staffatura resistente a taglio

si ottiene:

SEZ.	d'	bw	i	NEd	VEd	MEd	tau(')	Aa	MRd	Ast(')	Api
	cm	cm	cm	daN	daN	daN*m	daN/cm ²	cm ²	daN*m	cm ² /m	cm ² /m

SEZ. attacco parete, h = 0, arm. intradosso:											
A10	22	100	100	1250	3059	2017	1,55	4,40	3804	3,95	,55

SEZ. parete h = 20 , arm. intradosso:											
A11	22	100	100	1125	2426	1476	1,23	4,40	3792	3,13	,44

SEZ. parete h = 40 , arm. intradosso:											
A12	22	100	100	1000	1868	1049	0,94	4,40	3780	2,41	,34

SEZ. parete h = 60 , arm. intradosso:											
A13	22	100	100	875	1392	726	0,70	4,40	3768	1,80	,25

SEZ. parete h = 80 , arm. intradosso:											
A14	22	100	100	750	996	489	0,50	4,40	3756	1,29	,18

SEZ. parete h = 100 , arm. intradosso:											
A15	22	100	100	625	681	324	0,34	4,40	3744	,88	,12

SEZ. parete h = 120 , arm. intradosso:											
A16	22	100	100	500	447	213	0,23	4,40	3731	,58	,08

SEZ. parete h = 140 , arm. intradosso:											
A17	22	100	100	375	294	141	0,15	4,40	3719	,38	,05
SEZ. parete h = 160 , arm. intradosso:											
A18	22	100	100	250	215	91	0,11	4,40	3707	,28	,04
SEZ. parete h = 180 , arm. intradosso:											
A19	22	100	100	125	164	54	0,08	4,40	3695	,21	,03
SEZ. a filo muro della suola esterna fondazione, arm. inferiore:											
A3	37	100	100	0	2830	424	0,85	4,40	6265	2,17	,51
SEZ. a filo muro della suola interna fondazione, arm. superiore:											
A4	37	100	100	-2266	3452	-2128	1,04	4,98	6655	2,65	,63

NOTE:

- (1) Per armature deboli (Peso Tot. Acciaio/mc cls) < 30 daN/mc, le verifiche a taglio si intendono soddisfatte senza calcolo staffe o piegati, se $\tau < \tau_c (=4,52 \text{ daN/cm}^2)$
- Api Eventuali armature alternative piegate a taglio su sezione di rottura:
 $Api = VEd / (1,41 \cdot f_{yd}) \text{ cm}^2/\text{m}$

CONCLUSIONI

Al fine di fornire un giudizio motivato di accettabilità dei risultati, come richiesto al Par. 10.2 NTC2008, il progettista strutturale assevera di aver:

- Esaminato preliminarmente la documentazione a corredo del software OPSOS ver. 1.0 e di ritenerlo affidabile ed idoneo alla struttura in oggetto;
- Controllato accuratamente i tabulati di calcolo, in particolare i report contenenti gli errori di calcolo, le deformate ottenute della struttura, la ripartizione dei carichi ai vari elementi;
- Confrontato i risultati del software con quelli ottenuti con semplici calcoli manuali di massima (cfr. Allegato "Affidabilità e Validazione del software");
- Esaminato gli stati tensionali e deformativi e di ritenerli consistenti e coerenti con la schematizzazione e modellazione della struttura.

Pertanto ritiene che i risultati siano accettabili e che il presente progetto strutturale sia conforme alla Leggi n°1086/71 e n°64/74, e al DM 14/01/2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni).

NOTA :

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

PRESCRIZIONI PER IL CALCESTRUZZO A PRESTAZIONE GARANTITA

FONDAZIONI

- Copriferro minimo : 30 mm
- Classe di resistenza : C25/30
- Classe di consistenza : S4
- Classe di esposizione : XC2
- Diametro massimo aggregati : 24 mm

PRESCRIZIONI PER LE ARMATURE IN BARRE

- acciaio per cemento armato tipo B450C

CONTROLLO DI ACCETTAZIONE MATERIALI

CALCESTRUZZO

- disporre il prelievo di n. 2 cubetti di cls, dimensioni 15x15x15, per ogni getto, per le prove di rottura a compressione.

ACCIAI

Ogni fornitura in cantiere deve essere accompagnata dalla seguente documentazione:

- copia della Dichiarazione di conformità CE o dell'attestato di qualificazione del Servizio Tecnico Centrale;
- documento di trasporto

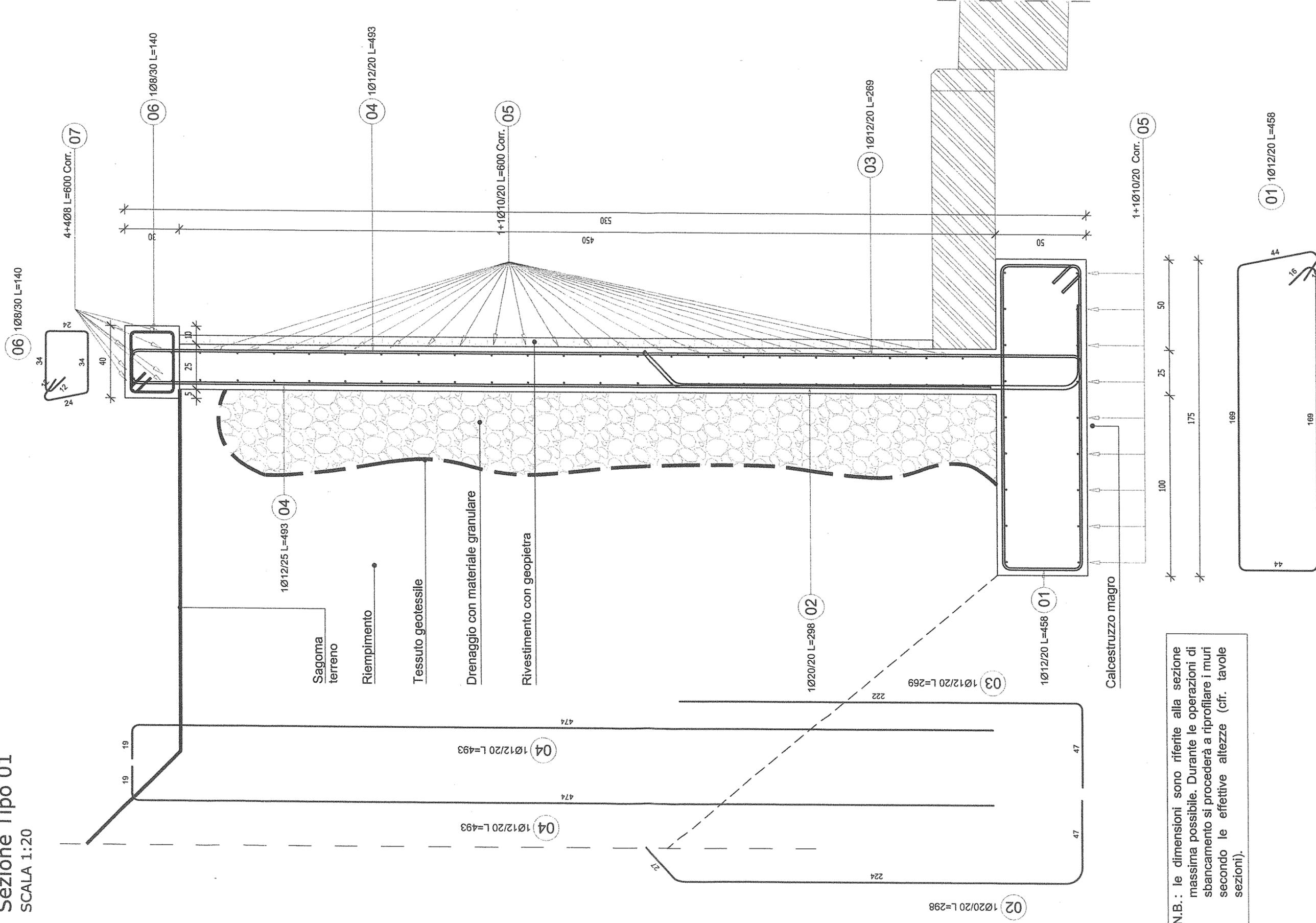
Acciaio per cemento armato: disporre il prelievo di n. 3 spezzoni della lunghezza L=100 cm, marchiati, per ogni diametro utilizzato di ciascun lotto, per le prove di verifica della qualità.

Acciaio per strutture metalliche: disporre il prelievo di n. 3 saggi per ogni lotto di spedizione, per le relative prove di qualificazione.

MURATURE

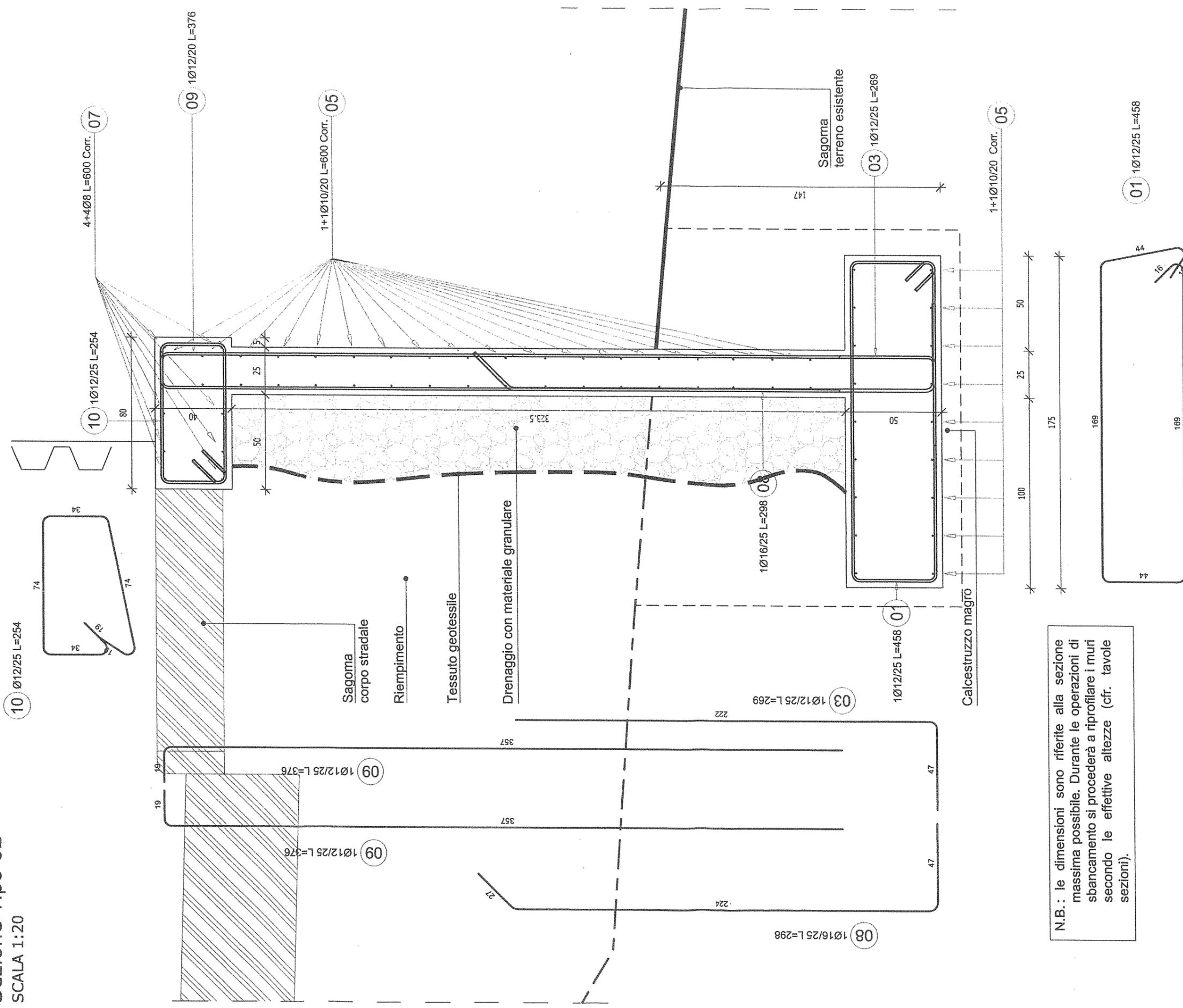
Gli elementi per muratura portante devono essere conformi alle norme europee armonizzate della serie UNI EN 771 e, secondo quanto specificato al punto A del par. 11.1 NTC 2008, recare la Marcatura CE secondo il sistema di attestazione della conformità indicato (2+ o 4)..

Muro di Sostegno
Sezione Tipo 01
SCALA 1:20



N.B.: le dimensioni sono riferite alla sezione massima possibile. Durante le operazioni di sbancamento si procederà a riprofilare i muri secondo le effettive altezze (cfr. tavole sezioni).

Muro di Sostegno
Sezione Tipo 02
SCALA 1:20



N.B.: le dimensioni sono riferite alla sezione massima possibile. Durante le operazioni di sbancamento si procederà a riprofilare i muri secondo le effettive altezze (cfr. tavole sezioni).

Muro di Sostegno
 Sezione Tipo 03
 SCALA 1:20

