

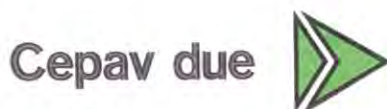
COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

LINEA A.V. /A.C. TORINO – VENEZIA Tratta MILANO – VERONA
Lotto funzionale Brescia-Verona

PROGETTO ESECUTIVO

IV34 – CAVALCAFERROVIA VIA GREZZE – PK 121+563,218

Muro di sostegno IN50Q02. Relazione di calcolo

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI
Consorzio Cepav due Consorzio Cepav due Il Direttore del Consorzio (Ing. T. Tarantini) Data: 06 FEB 2019	Valido per costruzione Data: _____

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC	OPERA/DISCIPLINA	PROGR	REV
I N O R	1 1	E	E 2	C L	I V 3 4 C 0	0 0 1	A

PROGETTAZIONE						IL PROGETTISTA	
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista	Integratore
A	Emissione	Montecroci	31/10/18	Piacentini	31/10/18	Tommaso Tarantini	Luca Piacentini
B							
C							



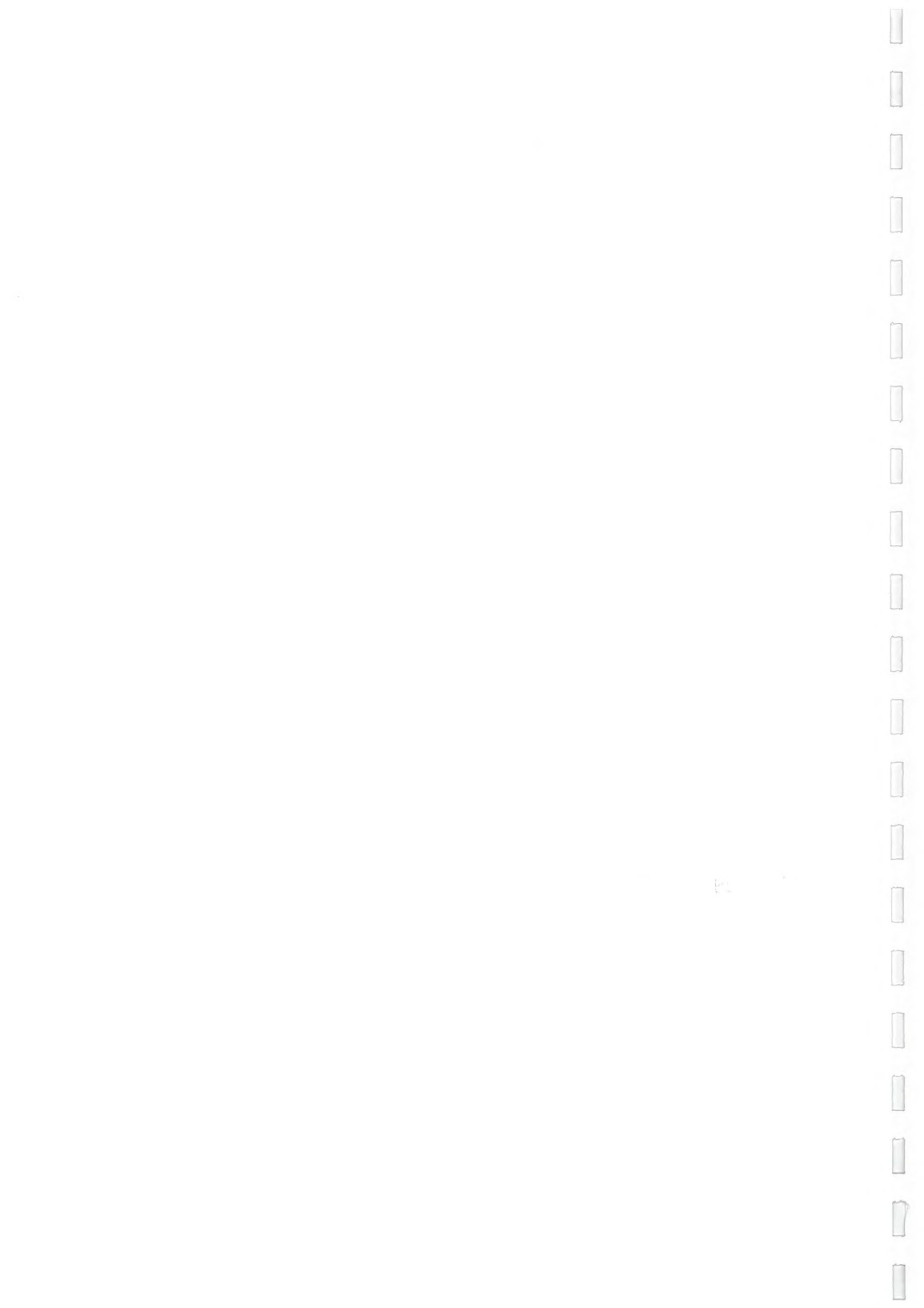
CIG. 751447334A File: INOR11EE2CLIV34C0001A_02.docx



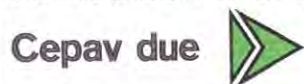
Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

Stampato dal Service di plottaggio ITALFERR S.p.A. ALBA S.r.l.

CUP: F81H91000000008



GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001Rev.
AFoglio
2 di 123**INDICE**

1	GENERALITA'	4
1.1	OGGETTO E SCOPO.....	4
1.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO E CRITERI DI VERIFICA	5
1.3	SOFTWARE DI CALCOLO.....	5
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
3	MATERIALI	7
4	PARAMETRI GEOTECNICI	8
5	INQUADRAMENTO SISMICO.....	9
5.1	CLASSIFICAZIONE DELL'OPERA E VITA ATTESA	9
5.2	TEMPO DI RITORNO DELL'EVENTO SISMICO	9
5.3	PARAMETRI DI RISENTIMENTO IN SUPERFICIE	10
5.3.1	<i>Effetti stratigrafici</i>	10
5.3.2	<i>Effetti topografici</i>	10
5.4	ACCELERAZIONE MASSIMA ORIZZONTALE ATTESA AL SITO	11
6	ANALISI DEI CARICHI	12
6.1	AZIONI PERMANENTI	12
6.1.1	<i>Pesi propri</i>	12
6.1.2	<i>Spinta delle terre</i>	12
6.2	AZIONI VARIABILI.....	13
6.2.1	<i>Sovraccarichi</i>	13
6.3	AZIONI ECCEZIONALI.....	13
6.4	AZIONE SISMICA.....	13
6.4.1	<i>Spinta sismica del terreno a tergo del muro</i>	14
6.4.2	<i>Forza d'inerzia</i>	15
7	COMBINAZIONI DI CARICO	16
7.1	COMBINAZIONI DI CARICO AGLI SLU	17
7.2	COMBINAZIONI DI CARICO AGLI SLE.....	17



Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL IV 34C 0 001	Rev. A	Foglio 3 di 123
7.3	COMBINAZIONE DI RIFERIMENTO PER LE SINGOLE VERIFICHE				17
8	IPOTESI DI CALCOLO				19
8.1	SPINTA DELLE TERRE IN FASE STATICA				19
8.2	SPINTA DELLE TERRE ED INERZIE IN SCENARIO SISMICO				20
9	CRITERI DI VERIFICA				21
9.1	VERIFICHE GEOTECNICHE (GEO) ALLO SLU				22
9.1.1	<i>Verifica allo scorrimento</i>				22
9.1.2	<i>Verifica al ribaltamento</i>				23
9.1.3	<i>Verifica a capacità portante per fondazioni dirette</i>				23
9.2	VERIFICHE STRUTTURALI (STR) ALLO SLU				26
9.2.1	<i>Sollecitazioni in fondazione</i>				26
9.2.2	<i>Sollecitazioni nell'elevazione</i>				26
9.3	VERIFICHE STRUTTURALI (STR) ALLO SLE				28
10	VERIFICHE CONCL				29
10.1	TIPOLOGICO IV34_STR_H3.3				29
10.1.1	<i>Verifiche geotecniche</i>				36
10.1.2	<i>Verifiche strutturali</i>				38
10.2	TIPOLOGICO IV34_STR_H4				51
10.2.1	<i>Verifiche geotecniche</i>				58
10.2.2	<i>Verifiche strutturali</i>				60
10.3	TIPOLOGICO IV34_STR_H4.5				75
10.3.1	<i>Verifiche geotecniche</i>				82
10.3.2	<i>Verifiche strutturali</i>				84
10.4	TIPOLOGICO IV34_SSC_7				99
10.4.1	<i>Verifiche geotecniche</i>				106
10.4.2	<i>Verifiche strutturali</i>				108
11	APPENDICE A – SINTESI DEI RISULTATI DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE				123

1 GENERALITA'

1.1 Oggetto e scopo

La presente relazione riporta le analisi e le verifiche geotecniche del muro di sostegno in sx della rampa nord del cavalcavia IV34.

Il manufatto in oggetto è composto da 8 conci di sviluppo variabile per una lunghezza complessiva pari a

$L = 91.90 \text{ m}$.

Il muro è su fondazione diretta.

Si riporta nel seguito un abaco contenente le informazioni salienti per la definizione del muro in oggetto.

Concio	H1 [m]	H2 [m]	HF [m]	Prog-1 [m]	Prog-2 [m]	Qf [m]	Tipo Muro	Caso Calcolo 1
IV34-1	1.64	2.23	0.70	0.00	11.00	104.90	STR	IV34_STR_H2
IV34-2	2.23	2.88	0.70	11.00	22.00	104.90	STR	IV34_STR_H2.9
IV34-3	2.58	3.29	0.80	22.00	33.00	105.20	STR	IV34_STR_H3.3
IV34-4	3.29	4.00	0.80	33.00	44.00	105.20	STR	IV34_STR_H4
IV34-5	3.70	4.50	0.90	44.00	58.10	105.50	STR	IV34_STR_H4.5
IV34-6	4.25	3.85	0.80	58.10	69.10	105.75	SSC	IV34_SSC_H4.5
IV34-7	3.85	2.45	0.80	69.10	80.10	105.75	SSC	IV34_SSC_7
IV34-8	2.45	0.65	0.70	80.10	91.90	105.75	SSC	IV34_SSC_8

Tipo Muro

STR Sostegno Stradale

SSC Sottoscarpa

In particolare per ogni concio si riporta:

H1 [m] = altezza dell'elevazione ad inizio concio ,

H2 [m] = altezza dell'elevazione a fine concio ,

HF [m] = altezza della ciabatta di fondazione ,

Prog-1 [m] = progressiva di inizio concio ,

Prog-2 [m] = progressiva di fine concio ,

Qf [m] = quota di estradosso fondazione ,

Tipo Muro = tipologia del muro (sostegno stradale, sottoscarpa) ,

Caso calcolo 1 = tipologico di riferimento per il calcolo del muro .

Per maggiori dettagli si rimanda integralmente agli elaborati grafici allegati al Progetto.

Per i casi evidenziati in tabella si riporta nel par. 9 il calcolo geotecnico e strutturale completo. Per i rimanenti si rimanda all'appendice A in cui si elencano i soli risultati salienti delle verifiche.



1.2 Normativa di riferimento e criteri di verifica

Le analisi e le verifiche di seguito documentate sono state svolte nel rispetto della Normativa vigente di seguito richiamata:

- D.M. 14/01/2008 "*Norme Tecniche per le Costruzioni*" - GU n°29 del 4/2/2008 (di seguito indicata con la sigla "NTC")
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici "*Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni"*" - Gazzetta Ufficiale del 26.02.2009 n. 47, supplemento ordinario n. 27.
- Rete Ferroviaria Italiana – "Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II sezione 2 – Ponti e strutture" doc. RFI DTC SI PS MA IFS 001 A del 30/12/2016.
- Rete Ferroviaria Italiana – "Manuale di progettazione delle opere civili – Parte III sezione 2 – Corpo stradale" doc. RFI DTC SI CS MA IFS 001 A del 30/12/2016.

1.3 Software di calcolo

Il calcolo del muro in oggetto viene effettuato utilizzando il software di calcolo proprietario STS-MURI.



2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Nella presente relazione si fa riferimento ai seguenti documenti:

IF00 – ELABORATI DI TRACCIAMENTO LINEA AV/AC

RELAZIONE TECNICA DEL TRACCIAMENTO

PLANIMETRIA DI TRACCIAMENTO LINEA AC DA KM 118+500.000 A KM 123+000.000 TAV. 4

PROFILO LONGITUDINALE DI TRACCIAMENTO LINEA AC DA KM 113+000.000 A KM 121+800.000 TAV. 2

INOR10EE2R01F0000001

INOR10EE2P51F0000004

INOR10EE2F51F0000002

IV00 – CAVALCAFERROVIA TIPOLOGICO

PRESCRIZIONI MATERIALI E NOTE GENERALI

STRADE CATEGORIA F2 CON PISTA CICLABILE – CARPENTERIA IMPALCATO – DETTAGLI

INOR11EE24TIV0000001

INOR11EE2BZ1V00045001

IV34 – CAVALCAFERROVIA VIA GREZZE – PK 121+563,218

PIANTA FONDAZIONI E PIANTE IMPALCATO – tav. 1/2

PIANTA FONDAZIONI E PIANTE IMPALCATO – tav. 2/2

SEZIONE LONGITUDINALE, PROSPETTO LONGITUDINALE E SEZIONE TRASVERSALE – tav. 1/2

SEZIONE LONGITUDINALE, PROSPETTO LONGITUDINALE E SEZIONE TRASVERSALE – tav. 2/2

PIANTA TRACCIAMENTO SOTTOSTRUTTURE E PLINTI DI FONDAZIONE

CARPENTERIA SPALLA A

CARPENTERIA SPALLA B

CARPENTERIA PILA P1–P2

CARPENTERIA PILE P3

INOR11EE2P9N34A0001

INOR11EE2P9N34A0002

INOR11EE2P2N34A0001

INOR11EE2P2N34A0002

INOR11EE2P2N34A3001

INOR11EE2BZ1N34A6001

INOR11EE2BZ1N34A6002

INOR11EE2BZ1N34A4001

INOR11EE2BZ1N34A4002

IV00 – RAMPE CAVALCAFERROVIA TIPOLOGICO

STRADE DI CATEGORIA F2. SEZIONI TIPO E DETTAGLI. TAVOLA 1/2

ZONE DI TRANSIZIONE RILEVATO–CAVALCAFERROVIA

SEZIONI TIPO VIABILITA' SECONDARIE. PISTE CICLABILI. PARTICOLARI

INOR11EE2WB1V0000001

INOR11EE2WB1V0000001

INOR11EE2BZ1V00009001

IV34 – RAMPE CAVALCAFERROVIA VIA GREZZE– PK 121+563,218

RELAZIONE TECNICA GENERALE RAMPE

PLANIMETRIA STATO DI FATTO

PLANIMETRIA DI PROGETTO

PLANIMETRIA DI TRACCIAMENTO

PROFILI LONGITUDINALI

DIAGRAMMA DI VISUALE LIBERA E VELOCITA'

ASSE PRINCIPALE. SEZIONI TRASVERSALI. TAVOLA 1/9

ASSE PRINCIPALE. SEZIONI TRASVERSALI. TAVOLA 2/9

ASSE PRINCIPALE. SEZIONI TRASVERSALI. TAVOLA 3/9

ASSE PRINCIPALE. SEZIONI TRASVERSALI. TAVOLA 4/9

ASSE PRINCIPALE. SEZIONI TRASVERSALI. TAVOLA 5/9

ASSE PRINCIPALE. SEZIONI TRASVERSALI. TAVOLA 6/9

ASSE PRINCIPALE. SEZIONI TRASVERSALI. TAVOLA 7/9

ASSE PRINCIPALE. SEZIONI TRASVERSALI. TAVOLA 8/9

ASSE PRINCIPALE. SEZIONI TRASVERSALI. TAVOLA 9/9

PLANIMETRIA SEGNALETICA

PLANIMETRIA BARRIERE DI SICUREZZA

MURO DI SOSTEGNO INS0002. CARPENTERIA

MURO DI SOSTEGNO INS0002. ARMATURA. TAVOLA 1/4

MURO DI SOSTEGNO INS0002. ARMATURA. TAVOLA 2/4

MURO DI SOSTEGNO INS0002. ARMATURA. TAVOLA 3/4

MURO DI SOSTEGNO INS0002. ARMATURA. TAVOLA 4/4

DETTAGLI COSTRUTTIVI ED ELEMENTI DI FINITURA

INOR11EE2R01V34C0001

INOR11EE2P7N3400001

INOR11EE2P7N3400002

INOR11EE2P2N3400001

INOR11EE2F7N3400001

INOR11EE2D7N3400001

INOR11EE2W91V3400001

INOR11EE2W91V3400002

INOR11EE2W91V3400003

INOR11EE2W91V3400004

INOR11EE2W91V3400005

INOR11EE2W91V3400006

INOR11EE2W91V3400007

INOR11EE2W91V3400008

INOR11EE2W91V3400009

INOR11EE2P7N3400001

INOR11EE2P7N3400002

INOR11EE2BZ1N34C0001

INOR11EE2BZ1N34C0002

INOR11EE2BZ1N34C0003

INOR11EE2BZ1N34C0004

INOR11EE2BZ1N34C0005

INOR11EE2BZ1N3400001

3 MATERIALI

Calcestruzzo per magro di sottofondazione

- Classe di resistenza minima: C12/15
- Classe di esposizione: X0

Calcestruzzo per fondazioni ed elevazioni

- Classe di resistenza minima: C30/37
- Classe di esposizione: XC3
- Copriferro: 40 mm
- Modulo elastico C30/37: $E = 32837 \text{ Mpa}$
- Resistenza caratteristica cubica: $R_{ck} = 37 \text{ Mpa}$
- Resistenza caratteristica cilindrica: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo SLU: $f_{cd} = 0.85f_{ck}/\gamma_c = 17 \text{ Mpa} (\gamma_c = 1.5)$
- Resistenza a compressione (SLE-Rara): $\sigma_c = 0.55f_{ck} = 16.5 \text{ Mpa}$
- Resistenza a compressione (SLE-Quasi permanente): $\sigma_c = 0.40f_{ck} = 12.0 \text{ Mpa}$
-

Acciaio per armatura

Barre ad aderenza migliorata, saldabile, tipo B450C dotato delle seguenti caratteristiche meccaniche:

- Modulo elastico: $E_s = 210000 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica a rottura: $f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica a snervamento: $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo acciaio SLU: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3 \text{ MPa} (\gamma_s = 1.15)$
- Resistenza di calcolo acciaio (SLE-Rara): $\sigma_s = 0.8f_{yk} = 360 \text{ Mpa}$

Copriferro

- $c = 40 \text{ mm}$ sull'armatura più esterna



4 PARAMETRI GEOTECNICI

Rilevato stradale (terreno a tergo muro):

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$	peso dell'unità di volume
$\phi' = 35^\circ$	angolo di resistenza al taglio caratteristico del terreno
$\phi_d = 29.26^\circ$	angolo di resistenza al taglio di progetto del terreno ($\tan(\phi_d) = \tan(\phi)/1.25$)
$c' = 0$	coesione in termini di sforzi efficaci

Terreno di fondazione

$\gamma_n = 19 \text{ kN/m}^3$	peso dell'unità di volume
$\phi' = 36^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$\phi'_d = 30.17^\circ$	angolo di resistenza al taglio di progetto
$c' = 0$	coesione in termini di sforzi efficaci

La falda viene considerata a quota +104.00 m s.l.m. e non interessa il manufatto in oggetto.

Nei calcoli viene prudenzialmente assunta a quota intradosso fondazione.



5 INQUADRAMENTO SISMICO

5.1 Classificazione dell'opera e vita attesa

In accordo a quanto previsto dalle NTC, la tipologia di opere in progetto può essere definita con riferimento alla tabella di cui al seguito.

Tipo e vita nominale dell'opera (NTC - tabella 2.4.I)

Opera	Tipo	V_N
Parti d'opera provvisoriale con $V_N \leq 2$ anni	1	≤ 2
Parti d'opera provvisoriale con $2\text{anni} < V_N \leq 10$ anni	1	≤ 10
Opere ordinarie	2	≥ 50
Grandi opere	3	≥ 100

In relazione alle conseguenze di una interruzione di funzionalità o collasso in caso di sisma l'opera in esame (cfr. tabella n.2.4.II – NTC) viene invece classificata in accordo a quanto riportato nella tabella sottostante.

Classi e coefficienti d'uso (NTC - tabella 2.4.II)

Classe d'uso	I	II	III	IV
C_U	0.7	1.0	1.5	2.0

Nel caso specifico in studio si assume quanto segue:

$V_N = 100$ anni

Classe d'uso III $\rightarrow C_U = 1.5$

Il periodo di riferimento (V_R) dell'evento sismico viene pertanto definito (cfr. paragrafo n.2.4.3 – NTC) come prodotto tra la vita nominale (V_N) ed il coefficiente d'uso (C_U) ottenendo:

$V_R = V_N \times C_U = 100 \times 1.5 = 150$ anni

5.2 Tempo di ritorno dell'evento sismico

Fissato il periodo di riferimento V_R e stabilita la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} (funzione dello stato limite considerato come indicato nella tabella seguente) è possibile stimare il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R attraverso l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Stati limite secondo le NTC e relative probabilità di superamento PVR

Stati limite di esercizio (P_{VR})	Stati limite ultimi (P_{VR})
SLO - Stato limite di operatività (81%)	SLV - Stato limite di salvaguardia (10%)
SLD - Stato limite di danno (63%)	SLD - Stato limite di prevenzione del collasso (5%)

Nel caso specifico in studio si fa riferimento allo stato limite SLV, cui corrisponde il seguente valore del tempo di ritorno dell'evento sismico:

$$T_R = 1424 \text{ anni}$$

I valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B delle NTC.

Nel caso specifico si fa riferimento ai seguenti parametri relativi al comune di Desenzano del Garda (BS):

Parametri sismici al sito - suolo tipo C

Stato limite	T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T_c^* (-)
SLV	1424	0.235	2.459	0.283

5.3 Parametri di risentimento in superficie

Gli effetti di amplificazione locale dovuti alla stratigrafia ed alla conformazione topografica vengono messi in conto mediante i seguenti parametri:

Parametro S_S : Effetti stratigrafici

Parametro S_T : Effetti topografici

5.3.1 Effetti stratigrafici

Il parametro S_S che tiene conto degli effetti di amplificazione locale dovuti alla stratigrafia, viene calcolato in funzione della categoria di sottosuolo e della sismicità locale.

Nel caso specifico la categoria di sottosuolo è la C.

Dove (NTC – tabella n.3.2.II):

- categoria di suolo tipo C – “*Depositi a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti*” ($180 < V_s < 360 \text{ m/s}$)

Il corrispondente valore del parametro S_S vale (NTC – tabella n.3.2.V):

- categoria di suolo tipo C: $S_S = 1,70 - 0,60F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \cong 1,33 = 1.353$

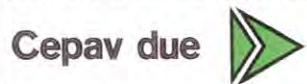
5.3.2 Effetti topografici

Per quanto concerne gli effetti topografici si fa riferimento alla tabella n.3.2.VI delle NTC.

Nel caso specifico in studio (terreno pressoché pianeggiante) si assume:

Categoria pendio: T1 $\rightarrow S_T = 1.0$

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001

Rev.
A

Foglio
11 di 123

5.4 Accelerazione massima orizzontale attesa al sito

L'accelerazione massima orizzontale attesa al sito (a_{max}) è calcolata come prodotto dell'accelerazione al substrato (a_g) e dei fattori di amplificazione (S_S e S_T).

Si ottiene pertanto:

$$a_{max} = a_g \cdot S = a_g \cdot S_S \cdot S_T = 0.235 \text{ g} \times 1.353 = 0.318 \text{ g}$$

6 ANALISI DEI CARICHI

6.1 Azioni permanenti

6.1.1 Pesi propri

Per il calcolo del peso proprio delle strutture si assumono i pesi unitari di seguito indicati:

- Struttura in c.a. $\gamma_1 = 25.0 \text{ kN/m}^3$
- Terreno di ritombamento: $\gamma_2 = 20.0 \text{ kN/m}^3$

6.1.2 Spinta delle terre

La valutazione della spinta attiva delle terre viene effettuata considerando quale paramento ideale del muro il piano verticale passante dal filo interno della platea di fondazione; l'angolo di attrito tra paramento verticale e terreno può essere considerato pari a $\delta = \beta$, con β angolo di inclinazione del terrapieno come da punto 3.10.3.3 del Manuale di Progettazione RFI Parte II Sez. 3.

Nelle verifiche la spinta attiva viene determinata con la seguente espressione:

$$p'_a(z) = [\sigma'_v(z) + q] \cdot K_a - 2c' \sqrt{K_a}$$

$\sigma'_v(z)$ = tensione verticale efficace alla generica quota z ;

K_a = coefficiente di spinta attiva;

q = eventuale sovraccarico uniformemente distribuito;

c' = coesione efficace.

Per il calcolo di K_a si utilizza la formula di Mueller-Breslau (1924), valida per superfici di rottura piane, e generalizzata per tener conto delle condizioni sismiche in base alla teoria di Mononobe ed Okabe riportata di seguito:

per $\beta \leq \phi - \theta$:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

per $\beta > \phi - \theta$:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

in cui:

ϕ = angolo di resistenza al taglio del terreno

β = inclinazione del terreno a monte del muro rispetto all'orizzontale (positivo per terreno che sale allontanandosi dal muro)

ψ = inclinazione del muro rispetto all'orizzontale

δ = angolo di attrito muro-terreno

θ = angolo dipendente dalla accelerazione sismica e definito dalle seguenti espressioni:



$$\theta = \operatorname{tg}^{-1} (k_h / (1 \pm k_v))$$

essendo k_h e k_v rispettivamente i coefficienti di accelerazione sismica orizzontale e verticale (si veda il successivo par. § 5.4.1).

La spinta attiva risultante P_a è inclinata dell'angolo δ sull'orizzontale. Pertanto il valore della spinta orizzontale P_{AH} è pari a:

$$P_{AH} = P_a \cdot \cos \delta$$

mentre la componente verticale P_{AV} risulta:

$$P_{AV} = P_a \cdot \sin \delta$$

Ovviamente nel caso di terrapieno orizzontale ($\beta = 0^\circ$) si considera $\delta = \beta = 0^\circ$.

Le componenti della spinta sono costituite in generale da due aliquote, l'una dovuta al peso proprio del terreno l'altra dovuta al sovraccarico, che avranno distribuzione diversa lungo l'altezza dell'opera: la prima di tipo triangolare l'altra di tipo rettangolare, se carico distribuito uniforme (permanente o accidentale che sia), o differente per aree di carico diverso (nastriforme, ...).

Le diverse aliquote sono considerate distintamente in fase di combinazione dei carichi a seconda che si tratti di azioni permanenti, strutturali o non strutturali, o variabili.

6.2 Azioni variabili

6.2.1 Sovraccarichi

Nel caso specifico si terrà conto di un sovraccarico accidentale uniforme indefinito dovuto al traffico stradale pari a 40 kN/m^2 , che dà luogo ad un incremento di spinta attiva dovuta al solo peso proprio del terreno secondo quanto indicato nel paragrafo § 5.1.2. Il valore di sovraccarico 40 kN/m^2 involupa gli effetti derivanti dalle azioni variabili da traffico corrispondenti allo schema di carico I (carichi concentrati su due assi in tandem + carichi uniformemente distribuiti) applicato in qualsivoglia posizione a tergo muro.

6.3 Azioni eccezionali

Considerando il traffico veicolare al di sopra della sommità del muro e la presenza della barriera stradale, si è tenuto conto di un sovraccarico eccezionale dovuto all'azione dell'urto causata da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza stessi (sicurvia metallico - tipo guard rail) attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN applicata a 1.0 m sopra il livello del piano di marcia (par. 3.6.3.3.2 - N.T.C. 2008). Nel caso delle verifiche a ribaltamento, scorrimento e capacità portante tale forza è intesa gravante sull'intero sviluppo del concio. Tale azione eccezionale verrà contemplata solo per i muri stradali di altezza inferiore a 3.00 m . Per muri di altezza superiore si è appurato che tale azione non è dimensionante essendo associata al 20% dell'effetto verticale del sovraccarico accidentale.

6.4 Azione sismica

Nelle verifiche sismiche le azioni generate dal sisma ed agenti sulla struttura sono considerate come segue:

- spinta sismica del terreno a tergo del muro ;
- forze d'inerzia orizzontali del muro e del terreno .

6.4.1 Spinta sismica del terreno a tergo del muro

Per muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto ove agisce la spinta in condizioni statiche. La spinta a tergo del muro in condizioni sismiche è stata valutata sostituendo al coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche K_a il coefficiente K_{as} (coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche):

$$p'_a(z) = [\sigma'_v(z) + q] \cdot K_{as} - 2c' \sqrt{K_{as}}$$

Il calcolo del coefficiente di spinta in condizioni sismiche viene effettuato come già indicato nel precedente paragrafo 5.1.2. I coefficienti di accelerazione sismica k_h e k_v valgono rispettivamente:

$$k_h = \beta_m a_{max}/g$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

dove:

a_{max} = accelerazione massima attesa al sito in considerazione

g = accelerazione di gravità

β_m = coefficiente riduttivo che tiene conto dei possibili spostamenti dell'opera

L'accelerazione massima è stata valutata come:

$$a_{max} = a_g S_S S_T$$

in cui:

a_g = accelerazione massima attesa al sito di riferimento sul substrato rigido

S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica

S_T = coefficiente di amplificazione topografica

Il coefficiente riduttivo β_m viene desunto dalla tabella 7.11. II della normativa vigente qui di seguito riprodotta:

Coefficiente riduttivo β_m per gli spostamenti dell'opera

Intervallo dell'accelerazione sismica	β_m	
	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
$0.2 < a_g \leq 0.4$	0.31	0.31
$0.1 < a_g \leq 0.2$	0.29	0.24
$a_g \leq 0.1$	0.20	0.18

Per i muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno il coefficiente β_m viene assunto pari all'unità. Inoltre, in considerazione del livello di falda atteso in sito, non risulta necessario valutare l'eventuale contributo di spinta idrodinamica.

Nel caso in oggetto i coefficienti di accelerazione sismica valgono:

$$k_h = \beta_m a_{max}/g = 0.31 * 0.318 = 0.0986$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h = 0.049$$



6.4.2 Forza d'inerzia

Le forze di inerzia del muro, del terreno direttamente poggiante su di esso e delle eventuali strutture collegate sono state valutate come:

$$F_p = k_h W_i$$

$$F_v = \pm k_v W_i$$

in cui k_h e k_v sono, rispettivamente, il coefficiente di accelerazione sismica orizzontale ed il coefficiente di accelerazione sismica verticale di cui al paragrafo precedente e W_i è il peso della struttura considerata. Tali azioni sono applicate nel baricentro della struttura.

7 COMBINAZIONI DI CARICO

Le azioni caratteristiche che interessano il manufatto in esame sono suddivisibili in:

Peso proprio muro e terreno	G_1	carico permanente strutturale
Sovraccarico stradale uniforme	Q_1	carico accidentale
Effetti sismici	E	azione sismica
Urto	A_d	azione eccezionale

Le combinazioni di carico utilizzate sono definite sulla base dei criteri forniti dal D.M. 14/01/2008 e sono di seguito richiamate:

- Fondamentale: $\gamma G_1 \cdot G_1 + \gamma G_2 \cdot G_2 + \gamma Q_1 \cdot Q_1K + \sum(\gamma Q_{,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{ik})$
- Rara: $G_1 + G_2 + Q_1K + \sum(\psi_{0,i} \cdot Q_{ik})$
- Frequente: $G_1 + G_2 + \psi_{1,1} \cdot Q_1K + \sum(\psi_{2,i} \cdot Q_{ik})$
- Quasi permanente: $G_1 + G_2 + \sum(\psi_{2,i} \cdot Q_{ik})$
- Sismica: $E + G_1 + G_2 + \sum(\psi_{2,i} \cdot Q_{ik})$
- Urto: $A_d + G_1 + G_2 + \sum(\psi_{2,i} \cdot Q_{ik})$

L'azione eccezionale corrispondente all'urto verrà contemplata solo per i muri stradali di altezza inferiore a 3.00 m. Per muri di altezza superiore si è appurato che tale azione non è dimensionante essendo associata al 20% dell'effetto verticale del sovraccarico accidentale.



7.1 Combinazioni di carico agli SLU

Per le verifiche agli Stati Limite Ultimi si adottano i coefficienti parziali γ riportati nella tabella 6.2.I del Testo Unico (NTC 2008):

		EQU		A2 GEO		A1 STR		SISMA		URTO	
		Fav.	Sfav.	Fav.	Sfav.	Fav.	Sfav.	Fav.	Sfav.	Fav.	Sfav.
G1	p.p. muro/terreno	0.9	1.1	1.0	1.0	1.0	1.3	1.0	1.0	1.0	1.0
Q1	carico accidentale	0.0	1.5	0.0	1.3	0.0	1.5	0.0	0.5	0.0	0.2

Ai fini del calcolo delle inerzie sismiche si considerano le masse dei carichi permanenti G_1 sommate al 50% della massa equivalente al sovraccarico accidentale (Q1) come da indicazioni di cui al 3.10.3.2.3 del Manuale di Progettazione RFI Parte II Sez. 3.

7.2 Combinazioni di carico agli SLE

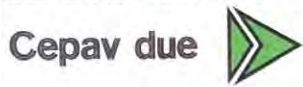
Si considerano le combinazioni SLE-Rare e SLE-Q.Permanenti:

		SLE – Q.perm	SLE – RARA
G1	p.p. muro/terreno	1.00	1.00
Q1	carico accidentale	0.00	1.00

7.3 Combinazione di riferimento per le singole verifiche

Nella tabella seguente si mettono in relazione le combinazioni di carico e le ipotesi sul calcolo delle spinte con le verifiche geotecniche e strutturali del muro. La tabella sintetizza quanto già anticipato nei precedenti paragrafi e quanto riportato nel successivo paragrafo 7.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001Rev.
AFoglio
18 di 123

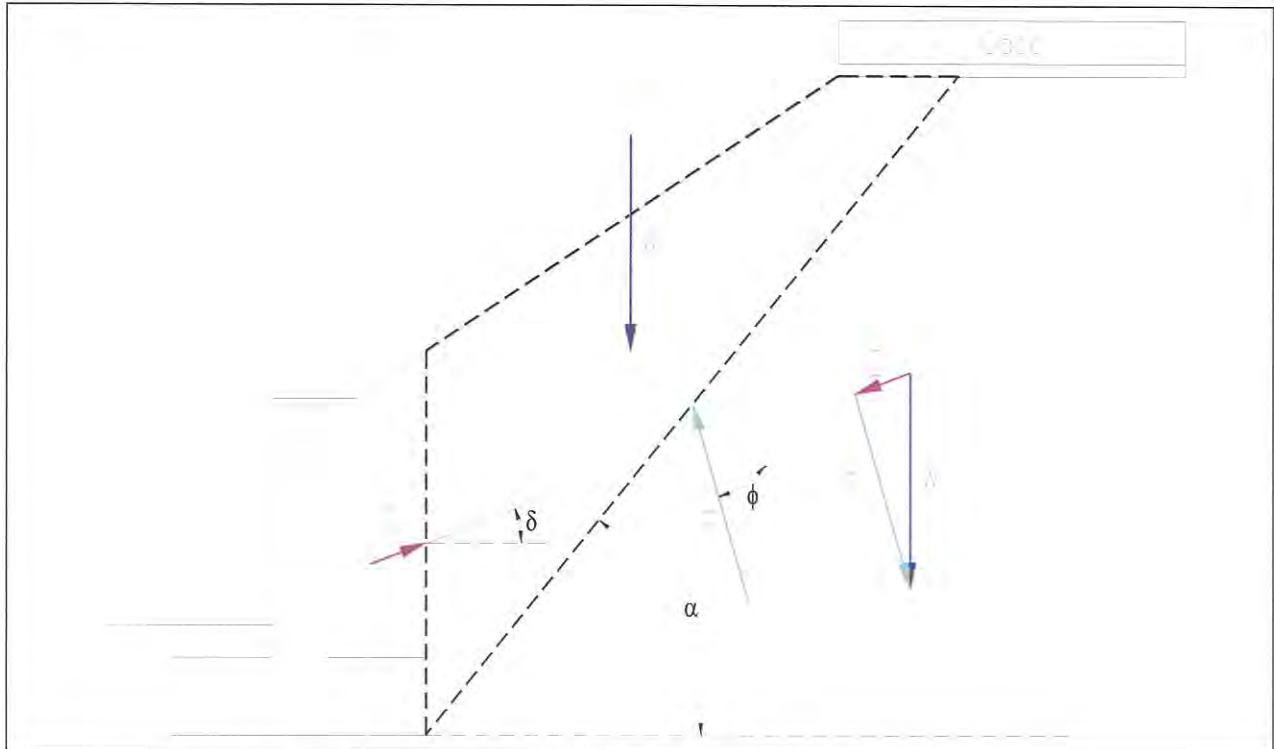
Verifica e scenario di riferimento	Combinazione dei carichi	Parametri geotecnici
Verifica a ribaltamento in condizioni di esercizio	EQU	M2: ϕ_d
Verifica a scorrimento e a capacità portante in condizioni di esercizio	A2 - GEO	
Verifica a ribaltamento, scorrimento e capacità portante in presenza di sisma	SISMA	
Verifica a ribaltamento, scorrimento e capacità portante in presenza di urto	URTO	
Verifica tassi di lavoro su acciaio e calcestruzzo, verifica a fessurazione	SLE - RARA SLE- Q.PERM	M1: ϕ
Verifica a rottura per pressoflessione e taglio in condizioni di esercizio	A1 - STR	
Verifica a rottura per pressoflessione e taglio in presenza di sisma	SISMA	

Si noti che la verifica a fessurazione viene effettuata, prudenzialmente, considerando la combinazione di carico rara in luogo della combinazione frequente.

8 IPOTESI DI CALCOLO

8.1 Spinta delle terre in fase statica

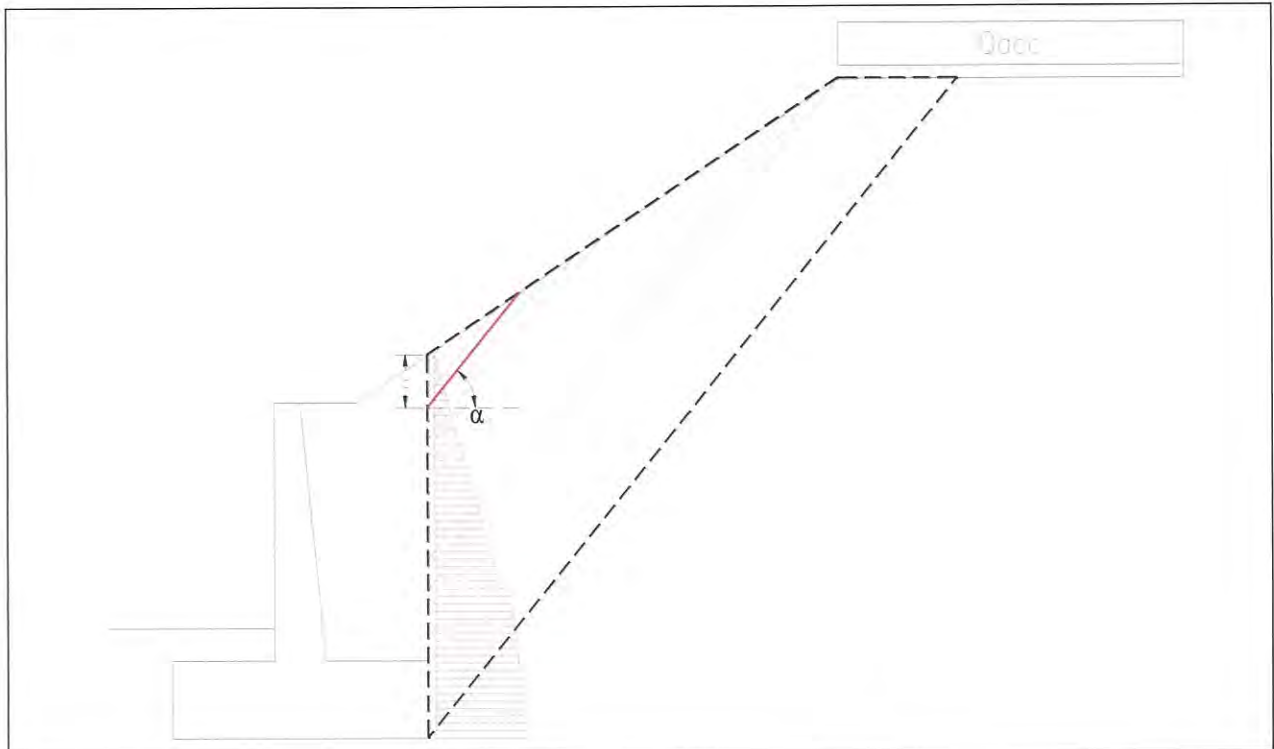
Il software utilizzato per il calcolo dei muri in esame applica il metodo del cuneo di massima spinta (teoria di Culmann). Il codice processa preliminarmente tutti i possibili cunei di scivolamento al variare dell'angolo α evidenziato nell'immagine sottostante e determina il cuneo cui corrisponde la massima spinta sul muro (vettore S ; costruzione grafica noti gli angoli ϕ , α e δ).



Nella immagine posta sopra, generale per quanto riguarda geometria e parametri del terreno:

- W è il peso del terreno compreso nel cuneo e la quota parte del carico accidentale agente in testa rilevato intercettato dal cuneo medesimo
- R è il vettore di reazione terreno/terreno lungo la superficie di scivolamento, inclinato rispetto alla stessa dell'angolo di attrito del terreno ϕ
- S è il vettore di spinta, inclinato rispetto alla superficie verticale a tergo muro dell'angolo δ

Il software quindi applica il cuneo di inclinazione α a profondità crescenti dalla testa muro (dalla testa della superficie di spinta). Per ogni cuneo di profondità z e inclinazione α viene calcolata la spinta S. Il diagramma delle pressioni viene tracciato considerando il differenziale di spinta fra due cunei successivi.



8.2 Spinta delle terre ed inerzie in scenario sismico

Per il calcolo della spinta delle terre si applica lo stesso procedimento descritto in precedenza, mettendo tuttavia in conto nella poligonale delle forze anche le forze di inerzia corrispondenti al vettore W :

- inerzia orizzontale, I_{WH} sempre diretta verso il muro
- inerzia verticale, I_{WV} diretta alternativamente verso il basso o verso l'alto

Mediante il procedimento sopra descritto si calcola la spinta delle terre e da sovraccarichi. Ai sensi del par. 7.11.6.2.1 delle NTC2008, ritenendo i muri in oggetto liberi di traslare e di ruotare attorno al piede si può assumere che l'incremento di spinta dovuto al sisma si applichi nello stesso punto di quella statica.

9 CRITERI DI VERIFICA

La verifica della struttura in questione è eseguita mediante il metodo degli “Stati Limite”, verificando:

SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU):

- scorrimento sul piano di posa
- verifica al ribaltamento
- collasso per carico limite dell’insieme fondazione-terreno

SLU di tipo strutturale (STR):

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

SLE di tipo strutturale (STR):

- raggiungimento dello stato limite nei confronti dell’ampiezza teorica delle fessure

Le verifiche sono state effettuate con riferimento all’Approccio 1, Combinazioni 1 (A1+M1+R1) e 2 (A2+M2+R2) rispettivamente per le verifiche strutturali (STR) e geotecniche (GEO). Fa eccezione la verifica al ribaltamento del muro per cui, in accordo alla normativa vigente, la verifica è stata condotta utilizzando i coefficienti parziali delle azioni della tabella 2.6.I (colonna EQU) della normativa ed i coefficienti parziali del gruppo M2 per il calcolo delle spinte.

La normativa vigente prevede i seguenti coefficienti sui materiali e sulle resistenze:

Coefficienti parziali sui materiali (NTC, Tab. 6.2.II)

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell’angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	γ_{G1}	1.00	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{\varphi'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40
Peso dell’unità di volume	γ	γ_γ	1.00	1.00

Coefficienti parziali per le verifiche agli SLU STR e GEO (NTC, Tab. 6.5.1)

Verifica	Coefficiente parziale (R1)	Coefficiente parziale (R2)	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.4$

Nel seguito si riporta una breve descrizione dei criteri di verifica sia con riferimento alle condizioni statiche che sismiche.

9.1 Verifiche geotecniche (GEO) allo SLU

In conformità a quanto previsto dalle NTC, le verifiche agli Stati Limite Ultimo dei muri devono essere condotte con riferimento a tutti i meccanismi di rottura e instabilità che possono verificarsi e previsti da normativa tecnica.

9.1.1 Verifica allo scorrimento

Al fine di soddisfare la verifica allo scivolamento, la risultante delle azioni orizzontali agenti sul muro deve risultare non superiore alla forza resistente costituita dall'attrito sul piano di imposta. Questa a sua volta è valutata come prodotto della risultante delle azioni verticali (ortogonali al piano di imposta) per il coefficiente di attrito in fondazione $\mu = \tan(\phi')$.

In condizioni sismiche si considerano, oltre all'incremento di spinta del terreno, anche le forze di inerzia delle masse del muro e del terreno poggiate su di esso.

Per la verifica allo scivolamento, deve quindi essere soddisfatta la seguente espressione:

$$R_d = \frac{N \cdot \text{tg}(\phi')}{\gamma_R} \geq E_d = H$$

dove:

- N carico verticale totale a quota intradosso fondazione
- H carico orizzontale totale a quota intradosso fondazione
- ϕ' angolo di attrito tra fondazione e terreno.

Le azioni che innescano lo scorrimento (considerate nel calcolo di R_d) sono:

- le componenti orizzontali delle spinte delle terre
- le inerzie sismiche orizzontali
- la spinta del vento sulla barriera antirumore (se presente)

Le azioni che generano attrito a base fondazione (considerate nel calcolo di N) sono:

- i pesi propri (muro / terreno / peso barriere se presenti)
- le componenti verticali delle spinte (se $\delta \neq 0$)

Ai sensi di norma la verifica è effettuata utilizzando i coefficienti γ propri dello stato limite A2-GEO (in condizione statica) e SISMA (in presenza di sisma):

- alle spinte/azioni orizzontali vengono applicati i coefficienti sfavorevoli al fine di incrementare F_{SCORR}
- alle spinte/azioni verticali vengono applicati i coefficienti favorevoli al fine di decrementare F_{PERP}



9.1.2 Verifica al ribaltamento

La somma dei momenti, valutati rispetto allo spigolo di valle della platea di fondazione, dovuti alle azioni agenti sul muro deve risultare non superiore al momento dovuto al peso proprio della struttura e delle masse ad esso collegate (terreno di ricoprimento, eventuale barriera acustica, ...).

In condizioni sismiche si tiene conto, oltre che dell'incremento di spinta del terreno, anche delle forze di inerzia delle masse del muro e/o ad esso collegate.

Per la verifica al ribaltamento, deve essere soddisfatta la seguente espressione:

$$R_d = M_{stab} \geq E_d = M_{rib}$$

dove M_{stab} e M_{rib} sono rispettivamente la somma dei momenti stabilizzanti e ribaltanti.

Le azioni ribaltanti (considerate nel calcolo di M_{RIB}) sono:

- le componenti orizzontali delle spinte delle terre
- le inerzie sismiche orizzontali
- la spinta del vento sulla barriera antirumore (se presente)

Le azioni stabilizzanti (considerate nel calcolo di M_{STAB}) sono:

- i pesi propri (muro / terreno / ballast / peso barriere se presenti)
- le componenti verticali delle spinte (se $\delta \neq 0$)

Ai sensi di norma la verifica è effettuata utilizzando i coefficienti γ propri dello stato limite EQU (in condizione statica) e SISMA (in presenza di sisma):

- alle spinte/azioni orizzontali vengono applicati i coefficienti sfavorevoli al fine di incrementare M_{RIB}
- alle spinte/azioni verticali vengono applicati i coefficienti favorevoli al fine di decrementare M_{STAB}

9.1.3 Verifica a capacità portante per fondazioni dirette

La capacità portante limite viene valutata, secondo il criterio di Meyerhof, con riferimento alla fondazione equivalente, definita come la parte della fondazione reale rispetto alla quale la risultante dei carichi è baricentrica.

Per fondazioni rettangolari di dimensioni in pianta B ed L, indicate rispettivamente con e_B ed e_L le due componenti in direzione di B e di L della eccentricità del carico, le dimensioni efficaci B_e ed L_e sono espresse da:

$$B_e = B - 2 e_B \quad L_e = L - 2 e_L$$

Verifiche in termini di sforzi efficaci (terreni granulari)

La pressione limite della fondazione è stata valutata in base alla seguente espressione:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B_e N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma E_{cim} + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

in cui:

- B dimensione efficace minore della fondazione;
- N_γ, N_q fattori di capacità portante, funzioni dell'angolo di attrito ϕ' ;

s_γ, s_q	fattori correttivi che tengono conto della forma della fondazione;
d_γ, d_q	fattori correttivi che tengono conto della profondità del piano di imposta;
i_γ, i_q	fattori correttivi che tengono conto della inclinazione del carico;
b_γ, b_q	fattori correttivi che tengono conto della inclinazione della base della fondazione;
g_γ, g_q	fattori correttivi che tengono conto della inclinazione del piano campagna circostante la fondazione;
q'	pressione verticale efficace agente nelle adiacenze della fondazione alla quota del piano di imposta;
γ'	peso di volume del terreno di calcolo (si tiene conto dell'ubicazione della falda da intradosso fondazione)
E_{cin}	coefficiente che diminuisce la capacità portante in presenza di sisma

I coefficienti di capacità portante N_γ, N_q sono ricavati dalle seguenti espressioni:

$$N_q = \frac{1 + \text{sen} \phi}{1 - \text{sen} \phi} e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_\gamma = 1.5 \times (N_q - 1) \times \tan(\phi)$$

I coefficienti correttivi possono essere valutati mediante le espressioni:

$$s_\gamma = 1 - 0.4 (B/L)$$

$$s_q = 1 + (B/L) \text{sen} \phi$$

$$i_\gamma = (1 - 0.7H/N)^5$$

$$i_q = (1 - 0.5H/N)^5$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \text{sen} \phi)^2 (z/B)$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_q = (1 - \alpha \tan \phi)^2$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_q = (1 - \tan \omega)^2$$

$$E_{cinem} = \left(1 - \frac{k_h}{\tan(\phi_d)} \right)^{0.45}$$

I simboli utilizzati nelle espressioni precedenti rappresentano:

z_f	profondità del piano di imposta misurata dal tetto dello strato portante;
N	componente della risultante dei carichi perpendicolare al piano di imposta (risultante dei carichi verticali nel caso più comune di piano di imposta orizzontale);
α	inclinazione, in radianti, del piano di imposta, positiva per piano di imposta pendente verso "monte", cioè in direzione opposta a quella verso cui si presume si sviluppi la rottura;
ω	inclinazione, in radianti, del piano campagna, positiva per piano campagna pendente verso "valle", cioè nella direzione verso cui si presume si sviluppi la rottura.

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001

Rev.
A

Foglio
25 di 123

Nel successivo paragrafo 9 la verifica a capacità portante è eseguita assumendo l'ipotesi di fondazione nastriforme ($L \rightarrow \infty$ da cui $B/L \cong 0$). Pertanto i termini s_γ e s_q risultano pari a 1.

Tale assunzione porta a risultati lievementi cautelativi.

9.2 Verifiche strutturali (STR) allo SLU

9.2.1 Sollecitazioni in fondazione

Si determinano preliminarmente la sollecitazione flettente M_{FOND} e la reazione verticale N_{FOND} agenti ad intradosso plinto, generate dalla spinta delle terre, dai pesi propri e dagli effetti sismici. Si fanno le seguenti ipotesi (le stesse delle verifiche geotecniche):

- il muro è considerato come un corpo rigido per la porzione di terrapieno posto al di sopra della proiezione della fondazione ;
- le spinte delle terre si calcolano e si applicano nella sezione posta a tergo fondazione (utilizzando l'angolo di resistenza al taglio caratteristico del terreno) ;

Si calcolano le pressioni di contatto plinto-terreno nell'ipotesi di comportamento a plinto infinitamente rigido. Per fondazioni interamente reagenti:

$$\sigma_{\text{intr.ant}} = N_{\text{FOND}} / B + M_{\text{FOND}} / (B^2 / 6) \quad \text{pressione anteriore}$$

$$\sigma_{\text{intr.post}} = N_{\text{FOND}} / B - M_{\text{FOND}} / (B^2 / 6) \quad \text{pressione posteriore}$$

con

N_{FOND} positivo se di compressione

M_{FOND} riferito al baricentro, positivo se equiverso alle spinte delle terre

B larghezza fondazione

Ad estradosso fondazione si applicano le pressioni "equilibranti" indotte:

- dal peso della fondazione (e della elevazione)
- dal peso delle terre
- dalla componente verticale della spinta delle terre (se $\delta \neq 0$)

Il diagramma del taglio agente in fondazione viene dedotto integrando le pressioni applicate ad intradosso e ad estradosso lungo lo sviluppo della fondazione. Con procedimento analogo si calcolano i momenti flettenti.

Si verificano gli sbalzi anteriore e posteriore della ciabatta di fondazione nella sezione di incastro con l'elevazione.

9.2.2 Sollecitazioni nell'elevazione

Il calcolo delle sollecitazioni **agenti sull'elevazione** si basa sulle ipotesi seguenti.

Si calcola il diagramma delle spinte agenti a filo muro considerando:

- l'effettiva geometria del cono di massima spinta agente a ridosso del paramento verticale in c.a.
- l'angolo ψ di incidenza fra il paramento posteriore del muro e la fondazione (può risultare $\psi < 90^\circ$ se il paramento posteriore del muro è inclinato)
- i valori caratteristici degli angoli d'attrito del terreno (ϕ , δ), si precisa al proposito che si considera un angolo di attrito muro-terreno (inclinazione della spinta agente sul paramento) pari a $\delta = 0$.



- limitatamente alle condizioni non sismiche, al fine di tenere conto della limitata possibilità di rotazione del paramento verticale rispetto alla fondazione, il diagramma delle spinte determinato con le precedenti ipotesi viene amplificato del coefficiente:

$$C = \frac{k_0}{k_a} = \frac{1 - \text{sen}(\phi)}{\tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)}$$

Ovvero le spinte in statica vengono incrementate del rapporto fra il coefficiente di spinta a riposo (k_0) ed il coefficiente di spinta attiva (k_a) propri del terreno costituente il terrapieno di monte.

Si sommano alle spinte delle terre gli effetti delle inerzie sismiche orizzontali dell'elevazione e del terreno posteriore posto al di sopra della fondazione. Il diagramma del taglio agente nell'elevazione viene dedotto integrando il diagramma di pressione ottenuto dalla somma dei termini precedenti. Con procedimento analogo si calcolano i momenti flettenti.

Si verifica la sezione di incastro dell'elevazione con la ciabatta di fondazione e la sezione in cui non è più efficace l'eventuale armatura integrativa.

9.3 Verifiche strutturali (STR) allo SLE

In corrispondenza delle medesime sezioni si eseguono le verifiche sulla massima ampiezza delle fessure (*verifica allo stato limite di fessurazione*) e sulle massime tensioni nel calcestruzzo e nelle armature (*verifica delle tensioni in esercizio*).

L'ampiezza limite delle fessure è data dalla classe di esposizione dell'elemento, per cui si avrà:

Fondazione ed elevazione → classe di esposizione XC3 → condizioni ambientali ordinarie

Armature poco sensibili

Ampiezza limite in condizione frequente $w_{lim} = w_3 = 0.4$ mm

Ampiezza limite in condizione quasi permanente $w_{lim} = w_2 = 0.3$ mm

Si osservi che prudenzialmente si utilizzano le condizioni rare in luogo delle condizioni frequenti.

Coerentemente con quanto previsto dalle NTC, la massima tensione di compressione nel calcestruzzo σ_c deve rispettare i seguenti vincoli:

$\sigma_c < 0.55 f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara)

$\sigma_c < 0.40 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente

Risulta pertanto:

Ciabatta di fondazione e parete in elevazione C30/37

$\sigma_c < 0.55 f_{ck} = 16.5$ Mpa per combinazione caratteristica (rara)

$\sigma_c < 0.40 f_{ck} = 12.0$ Mpa per combinazione quasi permanente

Relativamente alle condizioni di tensioni massime dell'acciaio σ_s , queste ultime devono rispettare il seguente limite:

$\sigma_s < 0.8 f_{yk}$ per combinazione caratteristica



10 VERIFICHE CONCI

10.1 Tipologico IV34_STR_H3.3

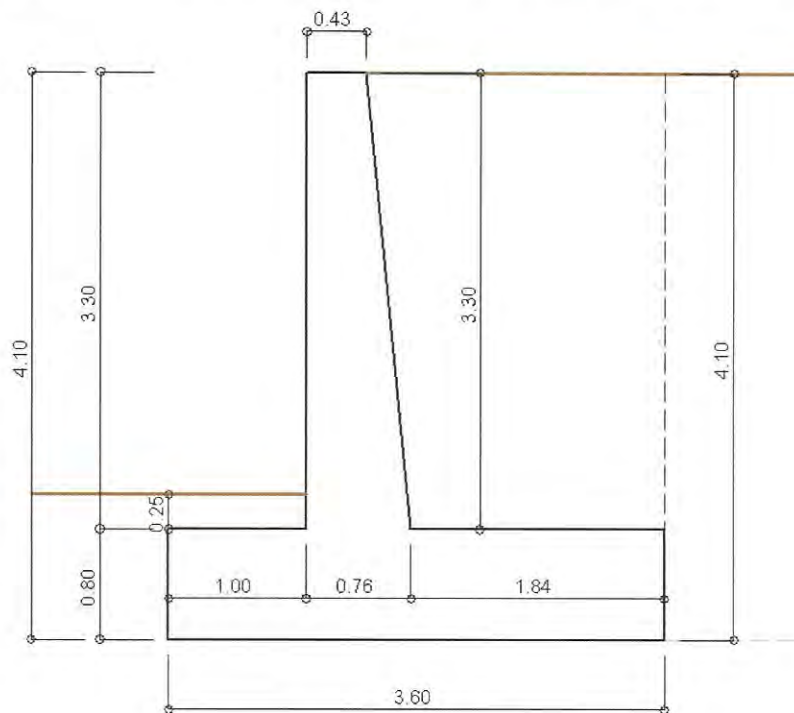
La geometria del muro è posta in evidenza nella figura sotto riportata; si riepilogano nel seguito le dimensioni principali:

larghezza muro (fondazione)	3.60 [m]
altezza fondazione	0.80 [m]
altezza elevazione	3.30 [m]
sbordo anteriore fondazione	1.00 [m]
sbordo posteriore fondazione	1.84 [m]
spessore elevazione alla base	0.76 [m]
spessore elevazione in sommità	0.43 [m]

inclinazione paramento anteriore elevazione	0.0 [°]
inclinazione paramento posteriore elevazione	5.7 [°]
altezza terreno anteriore	0.25 [m]
altezza terreno a filo muro	3.30 [m]
altezza terreno a tergo fondazione	4.10 [m]
quota falda da intradosso fondazione	0.00 [m]

I parametri sismici di riferimento sono i seguenti (categoria sismica terreno = C):

a_g/g	S_S	S_T	β_m	k_h	k_v
0.235	1.35	1.00	0.310	0.099	0.049



Geometria del muro

Azioni gravanti direttamente sul muro

Sul muro agiscono direttamente le azioni sotto elencate

Elemento	Peso	Inerzia H	Inerzia V	X' bar.	X bar.	Y bar.
manufatto in c.a.	121.09	11.93	5.97	1.60	0.20	1.17
terreno post. asciutto	132.33	13.04	6.52	2.60	-0.80	2.50
terreno post. in falda	0	0	0	//	//	//
terreno anteriore	5.00	0.49	0.25	0.50	1.30	0.93
sovr. Q1 su fondazione	0	0	0	//	//	//
sovr. Q2 su fondazione	0	0	0	//	//	//
[unità]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]

Nella tabella precedente le coordinate X_{bar} , Y_{bar} sono riferite alla mezzeria della fondazione, ad intradosso. La coordinata X'_{bar} è riferita allo spigolo anteriore della fondazione.

Spinta delle terre e dei sovraccarichi

Con la teoria del cuneo di massima spinta, attraverso la metodologia di calcolo esposta nel precedente paragrafo 7, utilizzando i parametri geotecnici e sismici sotto riepilogati, si calcolano i diagrammi di spinta agenti nella sezione filo posteriore fondazione, riferiti ai differenti scenari di verifica:

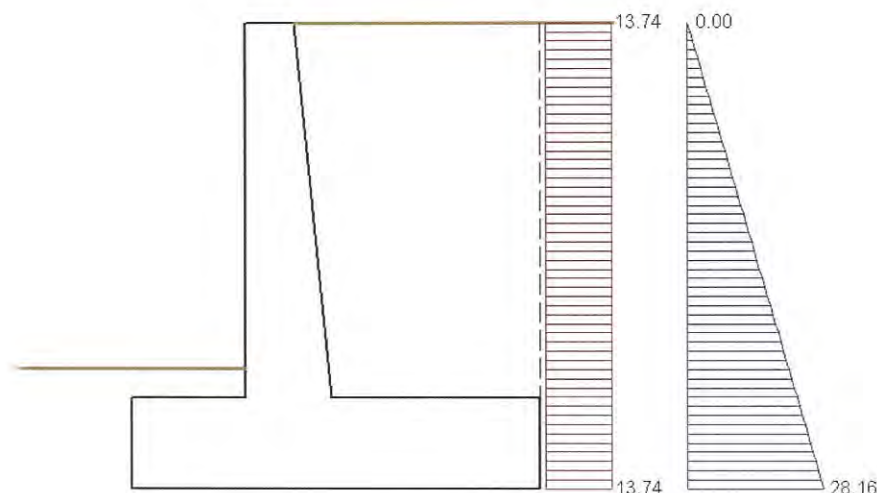
tipo verifica	parametri geotecnici	condizione
verifiche geotecniche	$\phi_d = 29.3^\circ$ $\delta_d = 0.0^\circ$ $\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$	M2-Statica
		M2-Sisma+ (sisma verticale verso il basso)
		M2-Sisma- (sisma verticale verso l'alto)
verifiche strutturali	$\phi = 35.0^\circ$ $\delta = 0.0^\circ$ $\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$	M1-Statica
		M1-Sisma+ (sisma verticale verso il basso)
		M1-Sisma- (sisma verticale verso l'alto)

Nelle immagini seguenti si indica a partire dal filo posteriore della fondazione:

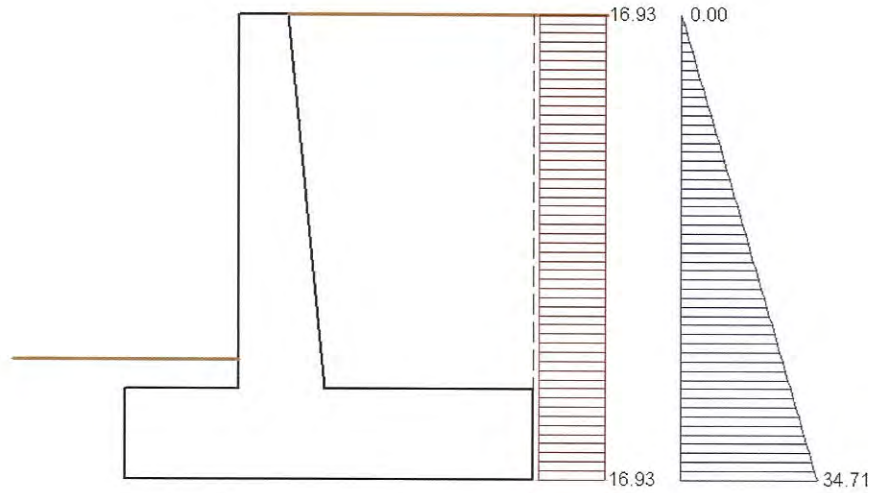
in verde il diagramma della spinta del sovraccarico Q1

in rosso il diagramma della spinta del sovraccarico Q2

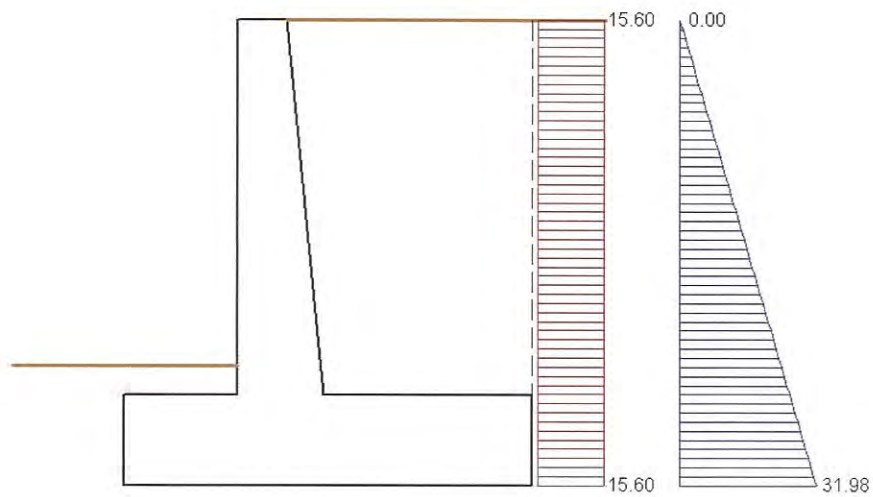
in blu il diagramma della spinta delle terre



Spinta terre e sovraccarichi ; M2-STATICA

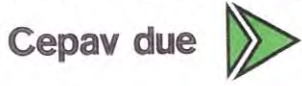


Spinta terre e sovraccarichi ; M2-SISMA+



Spinta terre e sovraccarichi ; M2-SISMA-

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

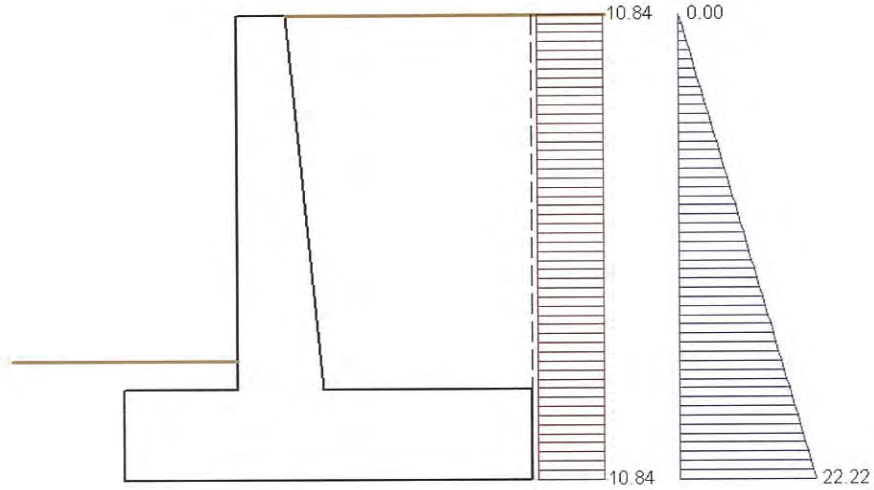
Progetto
INOR

Lotto
11

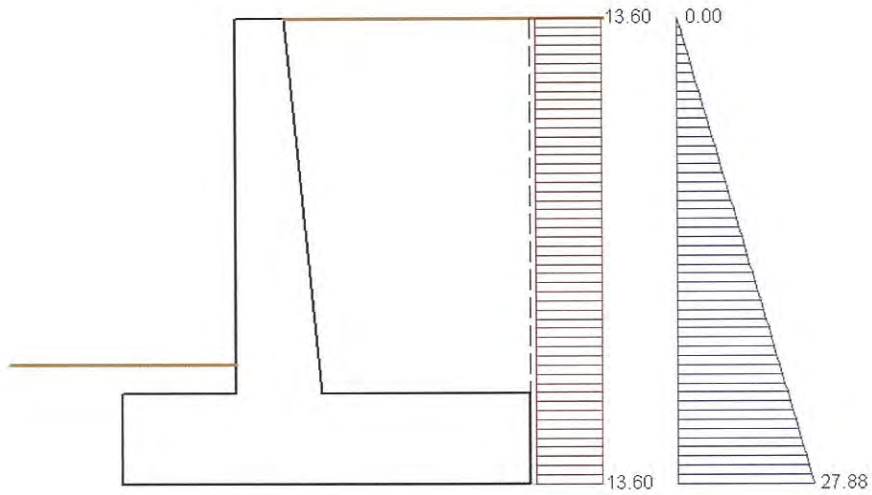
Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001

Rev.
A

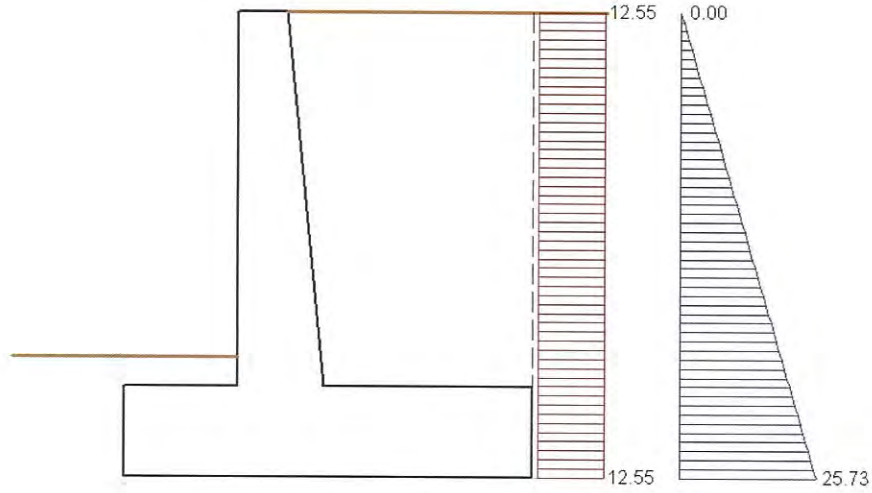
Foglio
32 di 123



Spinta terre e sovraccarichi ; M1-STATICA



Spinta terre e sovraccarichi ; M1-SISMA+



Spinta terre e sovraccarichi ; M1-SISMA-

Integrando i diagrammi precedenti si calcolano le seguenti risultanti di spinta delle terre e dei sovraccarichi.

M2-GEO	Spinta H	Spinta V	X' Sp.	X Sp.	Y Sp.
spinta terre	57.73	0	3.60	-1.80	1.37
spinta sovraccarico Q1	0	0	3.60	-1.80	2.05
spinta sovraccarico Q2	56.32	0	3.60	-1.80	2.05
[unità]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]
M2-GEO Sisma+	Spinta H	Spinta V	X' Sp.	X Sp.	Y Sp.
spinta terre	71.16	0	3.60	-1.80	1.37
spinta sovraccarico Q1	0	0	3.60	-1.80	2.05
spinta sovraccarico Q2	69.42	0	3.60	-1.80	2.05
[unità]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]
M2-GEO Sisma-	Spinta H	Spinta V	X' Sp.	X Sp.	Y Sp.
spinta terre	65.57	0	3.60	-1.80	1.37
spinta sovraccarico Q1	0	0	3.60	-1.80	2.05
spinta sovraccarico Q2	63.97	0	3.60	-1.80	2.05
[unità]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]
M1-STR	Spinta H	Spinta V	X' Sp.	X Sp.	Y Sp.
spinta terre	45.55	0	3.60	-1.80	1.37
spinta sovraccarico Q1	0	0	3.60	-1.80	2.05
spinta sovraccarico Q2	44.44	0	3.60	-1.80	2.05
[unità]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]
M1-STR Sisma+	Spinta H	Spinta V	X' Sp.	X Sp.	Y Sp.
spinta terre	57.15	0	3.60	-1.80	1.37
spinta sovraccarico Q1	0	0	3.60	-1.80	2.05
spinta sovraccarico Q2	55.76	0	3.60	-1.80	2.05
[unità]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]
M1-STR Sisma-	Spinta H	Spinta V	X' Sp.	X Sp.	Y Sp.
spinta terre	52.74	0	3.60	-1.80	1.37
spinta sovraccarico Q1	0	0	3.60	-1.80	2.05
spinta sovraccarico Q2	51.46	0	3.60	-1.80	2.05
[unità]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]

Nella tabella precedente le coordinate del punto di applicazione del vettore di spinta X_{SP} , Y_{SP} sono riferite alla mezzeria della fondazione, ad intradosso. La coordinata X'_{SP} è riferita allo spigolo anteriore della fondazione.



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001Rev.
AFoglio
35 di 123**Azioni in fondazione**

Nella tabella sottostante si espongono, per tutte le condizioni di verifica considerate nel paragrafo 6, i contributi apportati dai vari termini sopra esposti :

- al momento stabilizzante e ribaltante, entrambi calcolati rispetto allo spigolo anteriore della fondazione, ad intradosso ;
- allo sforzo assiale N, al taglio V ed al momento M agenti a base fondazione (riferito alla mezzeria della fondazione).

I valori presenti in tabella sono affetti dai coefficienti di combinazione dei carichi esposti nel precedente paragrafo 6. Per ogni combinazione si indica nella prima riga il "sovraccarico principale" cui corrisponde l'effetto più gravoso (W=vento , Q=sovraccarico Q2).

Momento stabilizzante	EQU	SIS+	SIS-
Accidentale prevalente	Q	Q	Q
Peso muro	174.30	193.66	193.66
Peso terreno secco	309.09	343.43	343.43
Peso terreno anteriore	2.25	2.50	2.50
Inerzia Vert. muro	0	9.54	-9.54
Inerzia Vert. terreno secco	0	16.93	-16.93
Inerzia Vert. terreno anteriore	0	0.12	-0.12
[unità]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]
M Stabilizzante	485.63	566.19	513.00

Momento ribaltante	EQU	SIS+	SIS-
Accidentale prevalente	Q	Q	Q
Spinta attiva terre	86.81	97.27	89.63
spinta attiva sovr. Q2	173.20	71.16	65.57
Inerzia Orizz. muro	0	13.95	13.95
Inerzia Orizz. terreno secco	0	32.55	32.55
Inerzia Orizz. terreno anteriore	0	0.46	0.46
[unità]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]
M Ribaltante	260.01	215.38	202.15

Taglio fondazione	A2 GEO	A2 SIS+	A2 SIS-
Accidentale prevalente	Q	Q	Q
Spinta attiva terre	57.73	71.16	65.57
spinta attiva sovr. Q2	73.22	34.71	31.98
Inerzia Orizz. muro	0	11.93	11.93
Inerzia Orizz. terreno secco	0	13.04	13.04
Inerzia Orizz. terreno anteriore	0	0.49	0.49
[unità]	[kN]	[kN]	[kN]
V Fondazione	130.95	131.34	123.02

Sf.Assiale fondazione	A2 GEO	A2 SIS+	A2 SIS-	SLE QP	SLE RA	A1 STR	A1 SIS+	A1 SIS-
Accidentale prevalente	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q
Peso muro	121.09	121.09	121.09	121.09	121.09	121.09	121.09	121.09
Peso terreno secco	132.33	132.33	132.33	132.33	132.33	132.33	132.33	132.33
Peso terreno anteriore	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
Inerzia Vert. muro	0	5.97	-5.97	0	0	0	5.97	-5.97
Inerzia Vert. terreno secco	0	6.52	-6.52	0	0	0	6.52	-6.52
Inerzia Vert. terreno anteriore	0	0.25	-0.25	0	0	0	0.25	-0.25
[unità]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
N Fondazione	258.42	271.15	245.68	258.42	258.42	258.42	271.15	245.68

Momento fondazione	A2 GEO	A2 SIS+	A2 SIS-	SLE QP	SLE RA	A1 STR	A1 SIS+	A1 SIS-
Accidentale prevalente	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q
Spinta attiva terre	78.92	97.27	89.63	62.27	62.27	80.95	78.12	72.10
spinta attiva sovr. Q2	150.11	71.16	65.57	0	91.11	136.66	57.15	52.74
Inerzia Orizz. muro	0	13.95	13.95	0	0	0	13.95	13.95

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001Rev.
AFoglio
36 di 123

Inerzia Orizz. terreno secco	0	32.55	32.55	0	0	0	32.55	32.55
Inerzia Orizz. terreno anteriore	0	0.46	0.46	0	0	0	0.46	0.46
Peso muro	24.29	24.29	24.29	24.29	24.29	24.29	24.29	24.29
Peso terreno secco	-105.23	-105.23	-105.23	-105.23	-105.23	-105.23	-105.23	-105.23
Peso terreno anteriore	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50
Inerzia Vert. muro	0	1.20	-1.20	0	0	0	1.20	-1.20
Inerzia Vert. terreno secco	0	-5.19	5.19	0	0	0	-5.19	5.19
Inerzia Vert. terreno anteriore	0	0.32	-0.32	0	0	0	0.32	-0.32
[unità]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]
M Fondazione	154.58	137.27	131.38	-12.17	78.93	143.17	104.12	101.02

10.1.1 Verifiche geotecniche

Verifica a ribaltamento

Si riporta nella tabella sottostante, per le tre condizioni di verifica considerate:

- il momento stabilizzante delle componenti verticali ;
- il momento ribaltante delle componenti orizzontali ;
- il coefficiente di sicurezza a ribaltamento ;

Condizione	EQU	SIS+	SIS-	
Accidentale prevalente	Q	Q	Q	
Momento stabilizzante	485.63	566.19	513.00	[kN.m]
Momento ribaltante	260.01	215.38	202.15	[kN.m]
Sicurezza a ribaltamento	1.87	2.63	2.54	

Sicurezza a scorrimento

Si riporta nella tabella sottostante, per le tre condizioni di verifica considerate:

- il taglio agente a base fondazione ;
- lo sforzo assiale agente perpendicolarmente al piano di scorrimento ;
- la massima forza resistente allo scorrimento, per la cui definizione si rimanda al par. 8.1.1 ;
- il coefficiente di sicurezza a scorrimento.

Condizione	A2 GEO	A2 SIS+	A2 SIS-	
Accidentale prevalente	Q	Q	Q	
Taglio a base fondazione	130.95	131.34	123.02	[kN]
Sf. Assiale a base fondazione	258.42	271.15	245.68	[kN]
Forza di attrito massima	150.20	157.61	142.80	[kN]
Sicurezza a scorrimento	1.15	1.20	1.16	

Verifica di portanza del terreno di fondazione

Nella tabella sottostante si elencano, per le tre condizioni di verifica considerate:

- lo sforzo assiale, il momento ed il taglio agenti a base fondazione ;
- la dimensione ridotta della fondazione B' ;
- la pressione di contatto fondazione terreno σ_{terr} ;
- il coefficiente di sicurezza della verifica di capacità portante .

Si riportano quindi tutte le grandezze necessarie al calcolo della pressione di contatto limite fondazione terreno $\sigma_{T,max}$, per la cui definizione si rimanda al paragrafo 8.1.3.

Condizione	A2 GEO	A2 SIS+	A2 SIS-	
Accidentale prevalente	Q	Q	Q	
Taglio a base fondazione	130.95	131.34	123.02	[kN]
Sf. Assiale a base fondazione	258.42	271.15	245.68	[kN]

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001Rev.
AFoglio
37 di 123

Momento a base fondazione	154.58	137.27	131.38
dimensione ridotta fondazione B'	2.40	2.59	2.53
Pressione fondazione/terreno	107.51	104.79	97.09
Tensione limite in cond. drenate	118.52	127.65	119.95
Sicurezza a collasso	1.10	1.22	1.24

[kN.m]

[m]

[kPa]

[kPa]

Capacità portante drenata	A2 GEO	A2 SIS+	A2 SIS-
q'	19.95	19.95	19.95
Nq	18.75	18.75	18.75
sq	1.00	1.00	1.00
dq	1.13	1.12	1.12
iq	0.23	0.25	0.24
gq	1.00	1.00	1.00
gamma'	10.00	10.00	10.00
Eff. cinemat.	1.00	0.92	0.92
Ng	15.48	15.48	15.48
sg	1.00	1.00	1.00
dg	1.00	1.00	1.00
ig	0.11	0.13	0.12
gg	1.00	1.00	1.00

[kPa]

[kPa/m]

Doc. N.

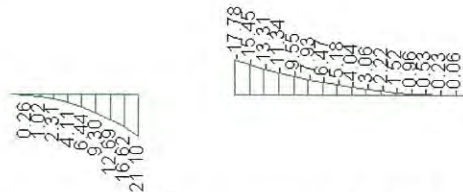
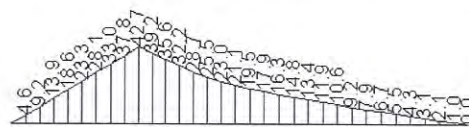
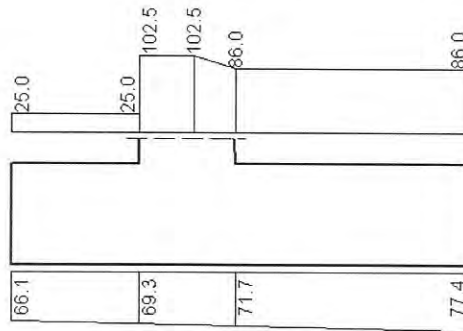
Progetto
INOR

Lotto
11

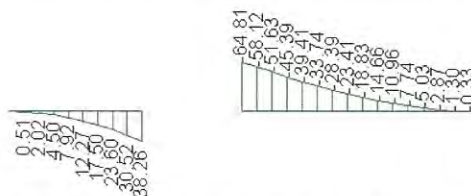
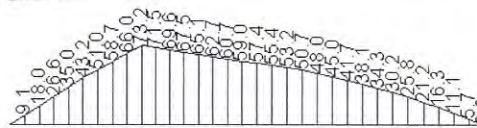
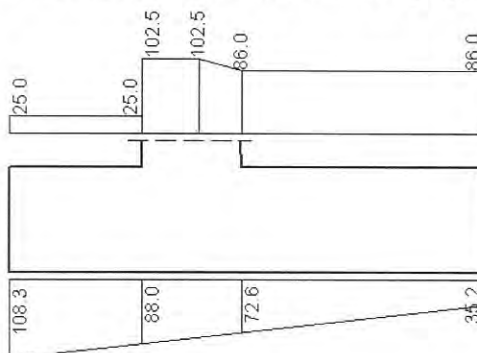
Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001

Rev.
A

Foglio
39 di 123



Sollecitazioni in fondazione - SLE QP (Q)



Sollecitazioni in fondazione - SLE RA (Q)

Doc. N.

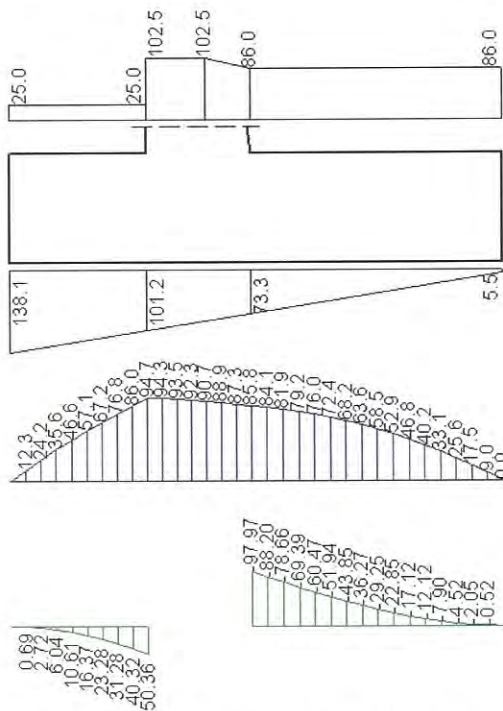
Progetto
INOR

Lotto
11

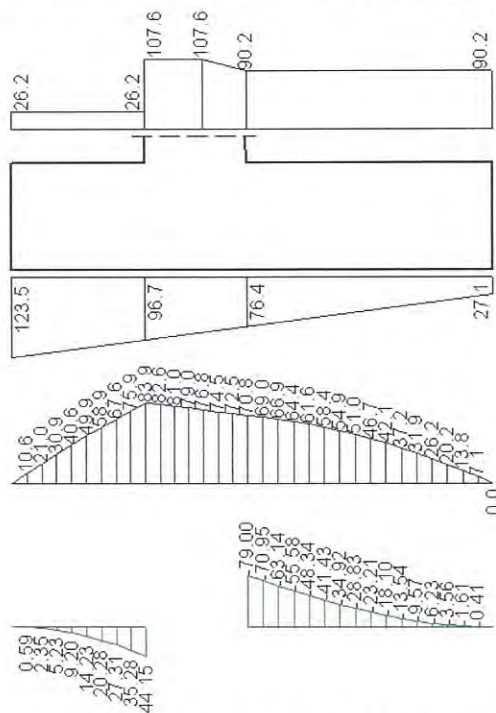
Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001

Rev.
A

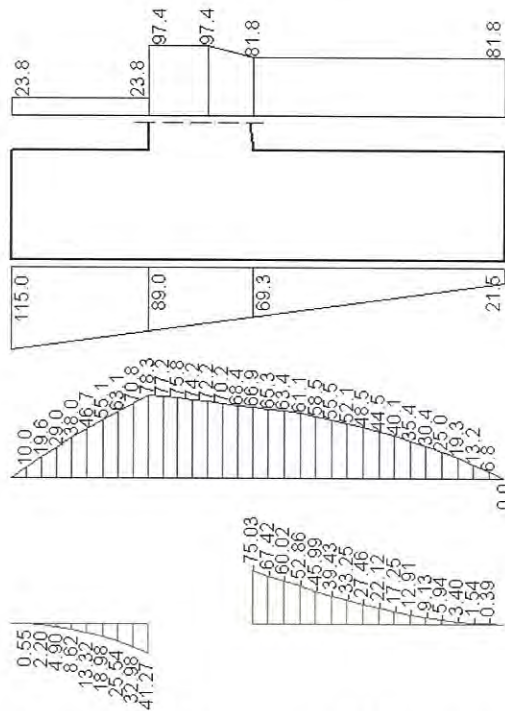
Foglio
40 di 123



Sollecitazioni in fondazione - A1 STR (Q)



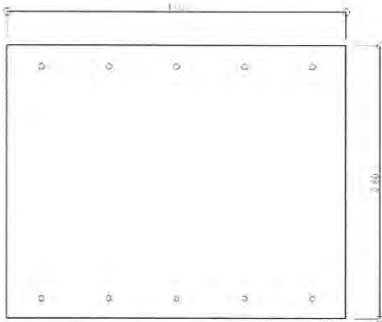
Sollecitazioni in fondazione - A1 SIS+ (Q)



Sollecitazioni in fondazione - A1 SIS- (Q)

Si riportano nelle pagine seguenti le verifiche di resistenza delle sezioni resistenti della fondazione.

Sezione F1: sbalzo anteriore fondazione



DESCRIZIONE DELL'ARMATURA ORDINARIA

5. $\phi 16$ mm a 6. cm da intradosso

5. $\phi 18$ mm a 73.9 cm da intradosso

AREA ARMATURE = 22.78 (cm²)

DISTANZA DA INTRADOSSO SEZIONE = 43.93 (cm)

SEZIONE SOLO CALCESTRUZZO

AREA DELLA SEZIONE = 8000.0 (cm²)

ALTEZZA DELLA SEZIONE = 80.0 (cm)

DISTANZA BARICENTRO DA INTRADOSSO = 40.0 (cm)

MOMENTO D'INERZIA BARICENTRICO = 0.042667 (m⁴)

MODULO DI RESISTENZA SUPERIORE = 0.106667 (m³)

MODULO DI RESISTENZA INFERIORE = 0.106667 (m³)

SEZIONE OMOGENEIZZATA

AREA DELLA SEZIONE = 8318.872 (cm²)

ALTEZZA DELLA SEZIONE = 80.0 (cm)
 DISTANZA BARICENTRO DA INTRADOSSO = 40.15065 (cm)
 MOMENTO D'INERZIA BARICENTRICO = 0.046339 (m⁴)
 MODULO DI RESISTENZA SUPERIORE = 0.116285 (m³)
 MODULO DI RESISTENZA INFERIORE = 0.115412 (m³)

TASSI DI LAVORO IN COMBINAZIONE SLE QUASI PERMANENTE

MOMENTO DI PROGETTO = 21.09 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 COMPRESSIONE MASSIMA CLS = -0.415 (N/mm²)
 TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO = 30.176 (N/mm²)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 12.66 (cm)
 BRACCIO DI LEVA INTERNO = 69.46 (cm)

Verifica a fessurazione (par. 4.1.2.2.4.1 NTC 2008)

Si procede al calcolo del momento di formazione della fessura:

$$\begin{aligned}
 f_{ctm} &= 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ N/mm}^2 && \text{(resistenza media a trazione)} \\
 \sigma_t &= f_{ctm} / 1.2 = 2.45 \text{ N/mm}^2 && \text{(tensione corrispondente al momento di formazione della fessura)} \\
 \chi &= N/M = 0.000 \text{ 1/mm} && \text{(rapporto tra azione assiale e momento flettente; } \underline{N} \text{ negativo se di compressione, } \underline{M} \text{ in modulo)}
 \end{aligned}$$

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = \text{segno}(M_d) \cdot \sigma_t \cdot \left(\frac{\chi}{A_{omog}} + \frac{1}{W_{omog}} \right)^{-1} = 283 \text{ kN.m} > M_d = 21 \text{ kN.m}$$

Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto.

TASSI DI LAVORO IN COMBINAZIONE SLE RARA

MOMENTO DI PROGETTO = 38.25 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 COMPRESSIONE MASSIMA CLS = -0.753 (N/mm²)
 TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO = 54.719 (N/mm²)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 12.66 (cm)
 BRACCIO DI LEVA INTERNO = 69.46 (cm)

Verifica a fessurazione (par. 4.1.2.2.4.1 NTC 2008)

Si procede al calcolo del momento di formazione della fessura:

$$\begin{aligned}
 f_{ctm} &= 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ N/mm}^2 && \text{(resistenza media a trazione)} \\
 \sigma_t &= f_{ctm} / 1.2 = 2.45 \text{ N/mm}^2 && \text{(tensione corrispondente al momento di formazione della fessura)} \\
 \chi &= N/M = 0.000 \text{ 1/mm} && \text{(rapporto tra azione assiale e momento flettente; } \underline{N} \text{ negativo se di compressione, } \underline{M} \text{ in modulo)}
 \end{aligned}$$

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = \text{segno}(M_d) \cdot \sigma_t \cdot \left(\frac{\chi}{A_{omog}} + \frac{1}{W_{omog}} \right)^{-1} = 283 \text{ kN.m} > M_d = 38 \text{ kN.m}$$

Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto.

SICUREZZA A ROTTURA IN COMBINAZIONE SLU STR

MOMENTO DI PROGETTO = 50.35 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 MOMENTO DI ROTTURA = 295.22 (KN.m)
 SFORZO DI ROTTURA = -1.72 (KN.m)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 4.73 (cm)
 DOMINIO 3, Mr/Md = 5.86

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001

Rev.
A

Foglio
43 di 123

SICUREZZA A ROTTURA IN COMBINAZIONE SLU SISMA (+/-)

MOMENTO DI PROGETTO = 44.15 (KN.m)

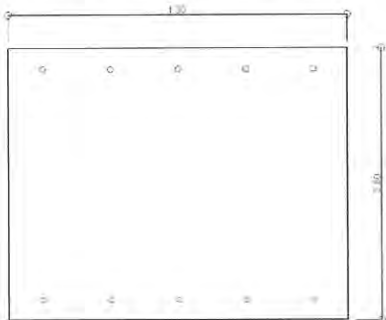
SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)

MOMENTO DI ROTTURA = 295.22 (KN.m)

SFORZO DI ROTTURA = -1.72 (KN.m)

DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 4.73 (cm)

DOMINIO 3 , Mr/Md = 6.69

Sezione F2: sbalzo posteriore fondazione**DESCRIZIONE DELL'ARMATURA ORDINARIA**5. $\phi 16$ mm a 6. cm da intradosso5. $\phi 18$ mm a 73.9 cm da intradossoAREA ARMATURE = 22.78 (cm²)

DISTANZA DA INTRADOSSO SEZIONE = 43.93 (cm)

SEZIONE SOLO CALCESTRUZZOAREA DELLA SEZIONE = 8000.0 (cm²)

ALTEZZA DELLA SEZIONE = 80.0 (cm)

DISTANZA BARICENTRO DA INTRADOSSO = 40.0 (cm)

MOMENTO D'INERZIA BARICENTRICO = 0.042667 (m⁴)MODULO DI RESISTENZA SUPERIORE = 0.106667 (m³)MODULO DI RESISTENZA INFERIORE = 0.106667 (m³)**SEZIONE OMOGENEIZZATA**AREA DELLA SEZIONE = 8318.872 (cm²)

ALTEZZA DELLA SEZIONE = 80.0 (cm)

DISTANZA BARICENTRO DA INTRADOSSO = 40.15065 (cm)

MOMENTO D'INERZIA BARICENTRICO = 0.046339 (m⁴)MODULO DI RESISTENZA SUPERIORE = 0.116285 (m³)MODULO DI RESISTENZA INFERIORE = 0.115412 (m³)**TASSI DI LAVORO IN COMBINAZIONE SLE QUASI PERMANENTE**

MOMENTO DI PROGETTO = -17.78 (KN.m)

SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)

COMPRESSIONE MASSIMA CLS = -0.322 (N/mm²)TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO = 20.259 (N/mm²)

DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 14.22 (cm)

BRACCIO DI LEVA INTERNO = 69.25 (cm)

Verifica a fessurazione (par. 4.1.2.2.4.1 NTC 2008)

Si procede al calcolo del momento di formazione della fessura:

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{resistenza media a trazione})$$

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.45 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{tensione corrispondente al momento di formazione della fessura})$$

$$\chi = N/M = 0.000 \text{ 1/mm} \quad (\text{rapporto tra azione assiale e momento flettente; } \underline{N \text{ negativo se di compressione, } M \text{ in modulo})}$$

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = \text{segno}(M_d) \cdot \sigma_t \cdot \left(\frac{\chi}{A_{omog}} + \frac{1}{W_{omog}} \right)^{-1} = -285 \text{ kN.m} > M_d = -18 \text{ kN.m}$$

Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto.

TASSI DI LAVORO IN COMBINAZIONE SLE RARA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001Rev.
AFoglio
45 di 123

MOMENTO DI PROGETTO = -64.80 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 COMPRESSIONE MASSIMA CLS = -1.173 (N/mm²)
 TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO = 73.829 (N/mm²)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 14.22 (cm)
 BRACCIO DI LEVA INTERNO = 69.25 (cm)

Verifica a fessurazione (par. 4.1.2.2.4.1 NTC 2008)

Si procede al calcolo del momento di formazione della fessura:

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{resistenza media a trazione})$$

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.45 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{tensione corrispondente al momento di formazione della fessura})$$

$$\chi = N/M = 0.000 \text{ 1/mm} \quad (\text{rapporto tra azione assiale e momento flettente; } \underline{N} \text{ negativo se di compressione, } \underline{M} \text{ in modulo})$$

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = \text{segno}(M_d) \cdot \sigma_t * \left(\frac{\chi}{A_{omog}} + \frac{1}{W_{omog}} \right)^{-1} = -285 \text{ kN.m} > M_d = -65 \text{ kN.m}$$

Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto.

SICUREZZA A ROTTURA IN COMBINAZIONE SLU STR

MOMENTO DI PROGETTO = -97.96 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 MOMENTO DI ROTTURA = -364.97 (KN.m)
 SFORZO DI ROTTURA = 0.61 (KN.m)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 4.82 (cm)
 DOMINIO 3, Mr/Md = 3.73

SICUREZZA A ROTTURA IN COMBINAZIONE SLU SISMA (+/-)

MOMENTO DI PROGETTO = -78.99 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 MOMENTO DI ROTTURA = -364.97 (KN.m)
 SFORZO DI ROTTURA = 0.61 (KN.m)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 4.82 (cm)
 DOMINIO 3, Mr/Md = 4.62

Verifica a taglio

La sezione avente minima sicurezza a rottura è posta a 1.00 m da ciglio anteriore fondazione:

- sezione di riferimento per la verifica a taglio: sezione F1
- scenario in cui si registra la sicurezza minima: SLU STR

Resistenza a taglio dell'elemento privo di armature (par. 4.1.2.1.3.1 NTC 2008):

$$V_{Rd} = [0.18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \sigma_{cp}] b_w d \geq (v_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) b_w d$$

In cui:

f_{ck} = resistenza caratteristica cilindrica = 30 Mpa

γ_c = 1.5

b_w = larghezza sezione = 1000 mm

d = altezza utile della sezione = 740 mm

A_{sl} = area armatura longitudinale tesa = 1005 mm²

$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1.52 (\leq 2)$

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w d)$ = rapporto geom. di armatura longitudinale = 0.001 (≤ 0.02)

$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c$ = tensione media di compressione = 0.00 Mpa ($\leq 0.2 f_{ck} / \gamma_c$)

$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.359$

sollecitazioni di progetto:

$$V_{ed} = 95 \text{ kN}$$

$$N_{ed} = (\text{si assume cautelativamente}) = 0 \text{ kN}$$

Risulta in base alle formule precedenti: $V_{Rd} = 265 \text{ kN} > V_{ed} = 95 \text{ kN}$

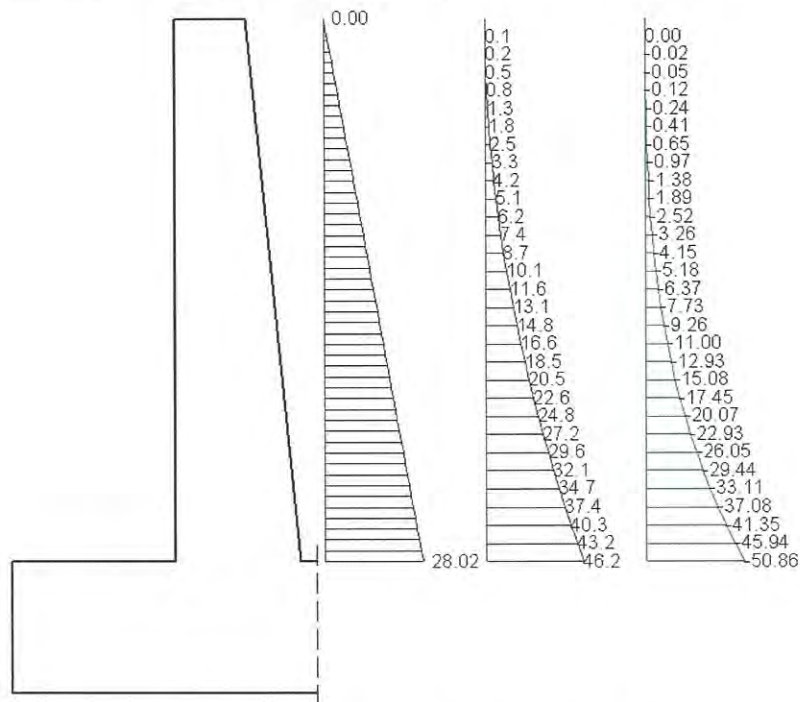
Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL IV 34C 0 001	Rev. A	Foglio 46 di 123
---------	------------------	-------------	--	-----------	---------------------

Sollecitazioni agenti nell'elevazione

Nelle immagini seguenti si riporta, per le condizioni di verifica considerate:

- solo per gli scenari sismici: il diagramma delle pressioni corrispondenti alle inerzie sismiche del muro, del terreno presente al di sopra della fondazione, dei sovraccarichi presenti al di sopra della fondazione e, se presenti, delle barriere ;
- per tutte le condizioni: il diagramma delle pressioni di spinta delle terre ;
- In blu: il diagramma dei tagli agenti nell'elevazione, valori in kN ;
- In verde: il diagramma dei momenti flettenti agenti nell'elevazione, valori in kN.m .

Le sollecitazioni sono, ovviamente, riferite ad una striscia di muro profonda 1 m.



Sollecitazioni agenti sul muro - SLE QP (Q)



Doc. N.

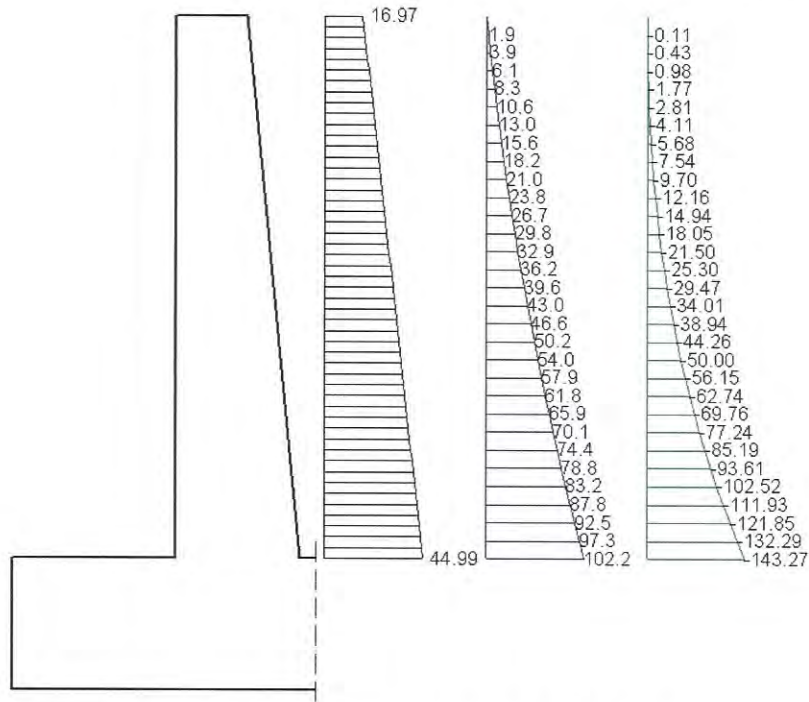
Progetto
INOR

Lotto
11

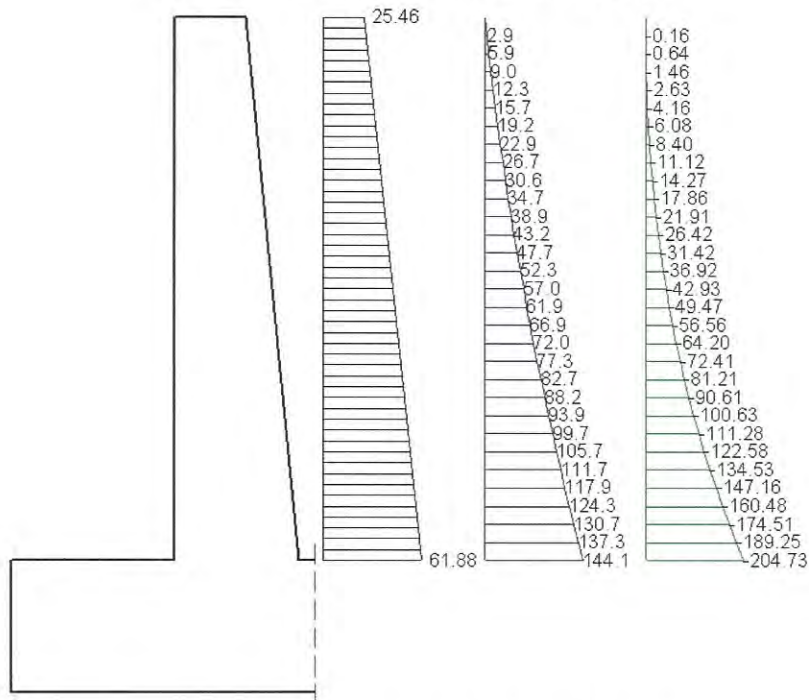
Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001

Rev.
A

Foglio
47 di 123



Sollecitazioni agenti sul muro - SLE RA (Q)



Sollecitazioni agenti sul muro - A1 STR (Q)

Doc. N.

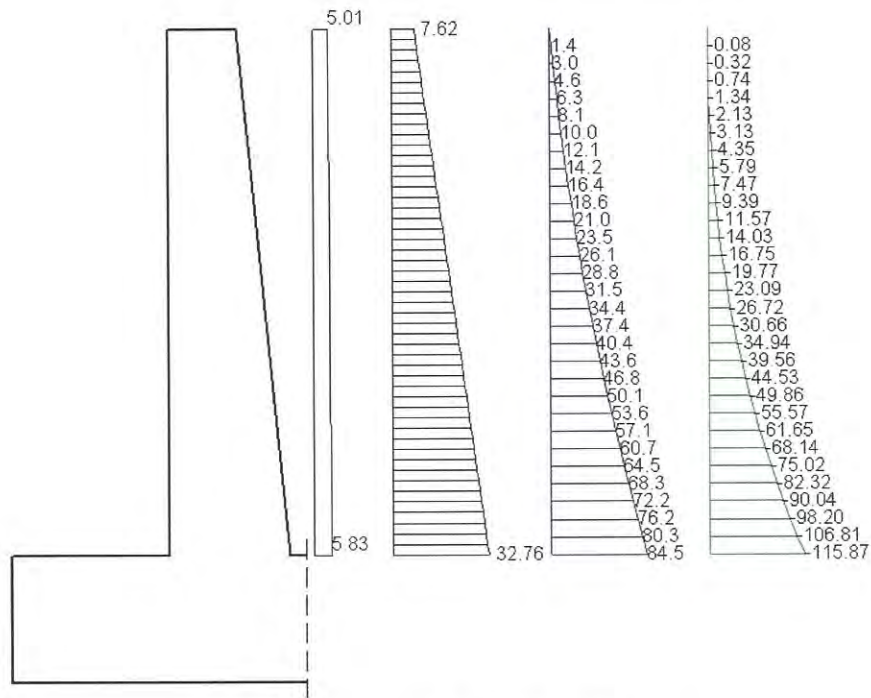
Progetto
INOR

Lotto
11

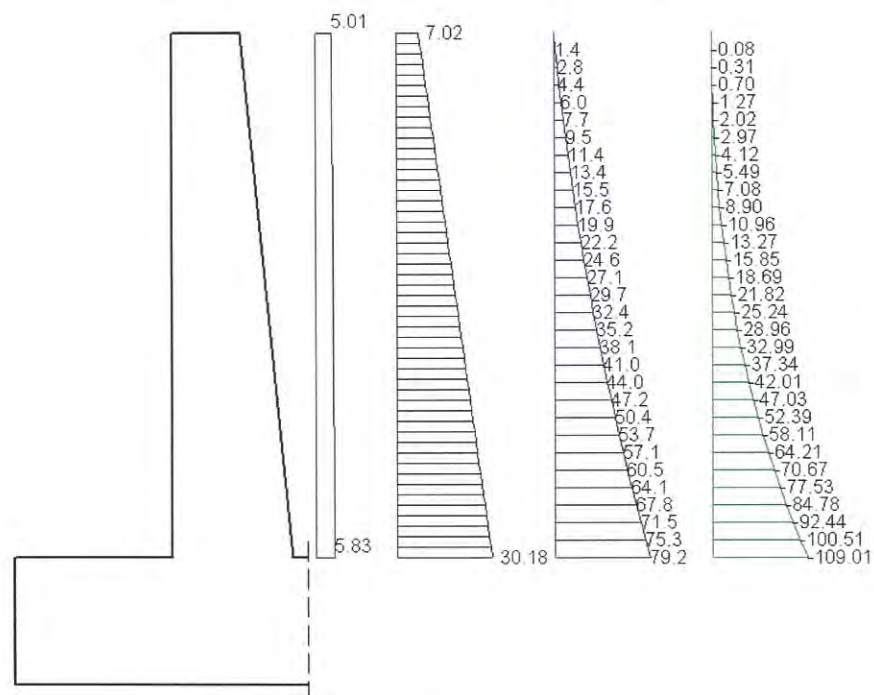
Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001

Rev.
A

Foglio
48 di 123

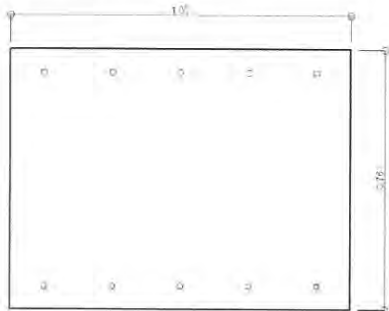


Sollecitazioni agenti sul muro - A1 SIS+ (Q)



Sollecitazioni agenti sul muro - A1 SIS- (Q)

Si riportano nelle pagine seguenti le verifiche di resistenza delle sezioni resistenti della elevazione.

**Sezione MI: base muro****DESCRIZIONE DELL'ARMATURA ORDINARIA**5. $\phi 16$ mm a 6.8 cm da intradosso5. $\phi 18$ mm a 69.1 cm da intradossoAREA ARMATURE = 22.78 (cm²)

DISTANZA DA INTRADOSSO SEZIONE = 41.60 (cm)

SEZIONE SOLO CALCESTRUZZOAREA DELLA SEZIONE = 7599.655 (cm²)

ALTEZZA DELLA SEZIONE = 75.99655 (cm)

DISTANZA BARICENTRO DA INTRADOSSO = 37.99827 (cm)

MOMENTO D'INERZIA BARICENTRICO = 0.036576 (m⁴)MODULO DI RESISTENZA SUPERIORE = 0.096258 (m³)MODULO DI RESISTENZA INFERIORE = 0.096258 (m³)**SEZIONE OMOGENEIZZATA**AREA DELLA SEZIONE = 7918.527 (cm²)

ALTEZZA DELLA SEZIONE = 75.99655 (cm)

DISTANZA BARICENTRO DA INTRADOSSO = 38.14332 (cm)

MOMENTO D'INERZIA BARICENTRICO = 0.039667 (m⁴)MODULO DI RESISTENZA SUPERIORE = 0.104792 (m³)MODULO DI RESISTENZA INFERIORE = 0.103995 (m³)**TASSI DI LAVORO IN COMBINAZIONE SLE QUASI PERMANENTE**

MOMENTO DI PROGETTO = -50.85 (KN.m)

SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)

COMPRESSIONE MASSIMA CLS = -1.034 (N/mm²)TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO = 62.154 (N/mm²)

DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 13.80 (cm)

BRACCIO DI LEVA INTERNO = 64.11 (cm)

Verifica a fessurazione (par. 4.1.2.2.4.1 NTC 2008)

Si procede al calcolo del momento di formazione della fessura:

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{resistenza media a trazione})$$

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.45 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{tensione corrispondente al momento di formazione della fessura})$$

$$\chi = N/M = 0.000 \text{ 1/mm} \quad (\text{rapporto tra azione assiale e momento flettente; } \underline{N} \text{ negativo se di compressione, } \underline{M} \text{ in modulo})$$

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = \text{segno}(M_d) \cdot \sigma_t \cdot \left(\frac{\chi}{A_{omog}} + \frac{1}{W_{omog}} \right)^{-1} = -257 \text{ kN.m} > M_d = -51 \text{ kN.m}$$

Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto.

TASSI DI LAVORO IN COMBINAZIONE SLE RARA

MOMENTO DI PROGETTO = -143.26 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 COMPRESSIONE MASSIMA CLS = -2.914 (N/mm²)
 TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO = 175.103 (N/mm²)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 13.80 (cm)
 BRACCIO DI LEVA INTERNO = 64.11 (cm)

Verifica a fessurazione (par. 4.1.2.2.4.1 NTC 2008)

Si procede al calcolo del momento di formazione della fessura:

$$\begin{aligned}
 f_{ctm} &= 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ N/mm}^2 && \text{(resistenza media a trazione)} \\
 \sigma_t &= f_{ctm} / 1.2 = 2.45 \text{ N/mm}^2 && \text{(tensione corrispondente al momento di formazione della fessura)} \\
 \chi &= N/M = 0.000 \text{ 1/mm} && \text{(rapporto tra azione assiale e momento flettente; N negativo se di compressione, M in modulo)}
 \end{aligned}$$

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = \text{segno}(M_d) \cdot \sigma_t \cdot \left(\frac{\chi}{A_{omog}} + \frac{1}{W_{omog}} \right)^{-1} = -257 \text{ kN.m} > M_d = -143 \text{ kN.m}$$

Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto.

SICUREZZA A ROTTURA IN COMBINAZIONE SLU STR

MOMENTO DI PROGETTO = -204.72 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 MOMENTO DI ROTTURA = -344.13 (KN.m)
 SFORZO DI ROTTURA = -0.25 (KN.m)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 5.18 (cm)
 DOMINIO 3, Mr/Md = 1.68

SICUREZZA A ROTTURA IN COMBINAZIONE SLU SISMA (+/-)

MOMENTO DI PROGETTO = -115.86 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 MOMENTO DI ROTTURA = -344.13 (KN.m)
 SFORZO DI ROTTURA = -0.25 (KN.m)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 5.18 (cm)
 DOMINIO 3, Mr/Md = 2.97

Verifica a taglio

La sezione avente minima sicurezza a rottura è posta a 0.00 m da base muro:

- sezione di riferimento per la verifica a taglio: sezione M1
- scenario in cui si registra la sicurezza minima: SLU STR

Resistenza a taglio dell'elemento privo di armature (par. 4.1.2.1.3.1 NTC 2008):

$$V_{Rd} = [0.18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \sigma_{cp}] b_w d \geq (v_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) b_w d$$

In cui:

f_{ck} = resistenza caratteristica cilindrica = 30 Mpa

$\gamma_c = 1.5$

b_w = larghezza sezione = 1000 mm

d = altezza utile della sezione = 691 mm

A_{sl} = area armatura longitudinale tesa = 1272 mm²

$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1.54 (\leq 2)$

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w d) =$ rapporto geom. di armatura longitudinale = 0.002 (≤ 0.02)

$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c =$ tensione media di compressione = 0.00 Mpa ($\leq 0.2 f_{ck} / \gamma_c$)

$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.366$

sollecitazioni di progetto:

$V_{ed} = 144 \text{ kN}$

$N_{ed} =$ (si assume cautelativamente) = 0 kN

Risulta in base alle formule precedenti: $V_{Rd} = 253 \text{ kN} > V_{ed} = 144 \text{ kN}$

10.2 Tipologico IV34_STR_H4

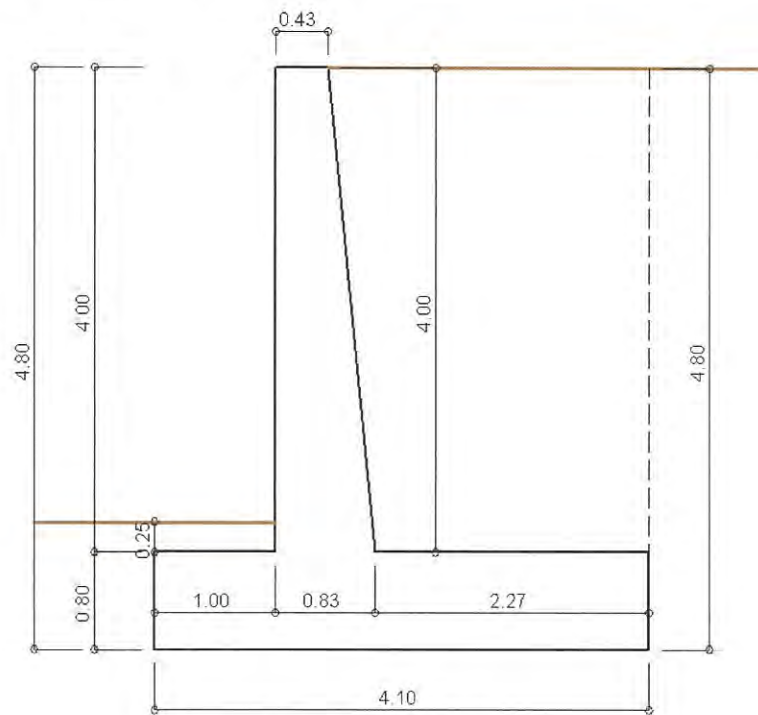
La geometria del muro è posta in evidenza nella figura sotto riportata; si riepilogano nel seguito le dimensioni principali:

larghezza muro (fondazione)	4.10 [m]
altezza fondazione	0.80 [m]
altezza elevazione	4.00 [m]
sbordo anteriore fondazione	1.00 [m]
sbordo posteriore fondazione	2.27 [m]
spessore elevazione alla base	0.83 [m]
spessore elevazione in sommità	0.43 [m]

inclinazione paramento anteriore elevazione	0.0 [°]
inclinazione paramento posteriore elevazione	5.7 [°]
altezza terreno anteriore	0.25 [m]
altezza terreno a filo muro	4.00 [m]
altezza terreno a tergo fondazione	4.80 [m]
quota falda da intradosso fondazione	0.00 [m]

I parametri sismici di riferimento sono i seguenti (categoria sismica terreno = C):

a_g/g	S_s	S_T	β_m	k_h	k_v
0.235	1.35	1.00	0.310	0.099	0.049



Geometria del muro

Azioni gravanti direttamente sul muro

Sul muro agiscono direttamente le azioni sotto elencate

Elemento	Peso	Inerzia H	Inerzia V	X' bar.	X bar.	Y bar.
manufatto in c.a.	145.00	14.29	7.15	1.74	0.31	1.35
terreno post. asciutto	197.60	19.48	9.74	2.86	-0.81	2.85
terreno post. in falda	0	0	0	//	//	//
terreno anteriore	5.00	0.49	0.25	0.50	1.55	0.93
sovr. Q1 su fondazione	0	0	0	//	//	//
sovr. Q2 su fondazione	0	0	0	//	//	//
[unità]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]

Nella tabella precedente le coordinate X_{bar} , Y_{bar} sono riferite alla mezzeria della fondazione, ad intradosso. La coordinata X'_{bar} è riferita allo spigolo anteriore della fondazione.

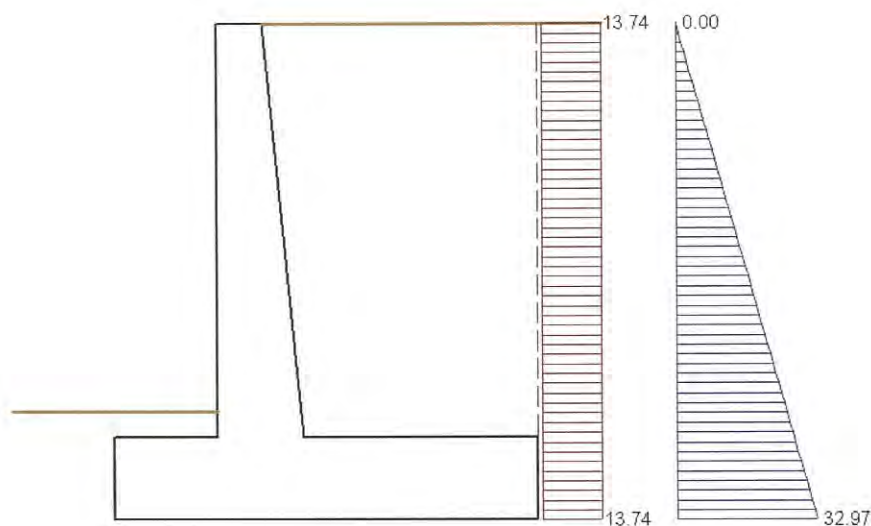
Spinta delle terre e dei sovraccarichi

Con la teoria del cuneo di massima spinta, attraverso la metodologia di calcolo esposta nel precedente paragrafo 7, utilizzando i parametri geotecnici e sismici sotto riepilogati, si calcolano i diagrammi di spinta agenti nella sezione filo posteriore fondazione, riferiti ai differenti scenari di verifica:

tipo verifica	parametri geotecnici	condizione
verifiche geotecniche	$\phi_d = 29.3^\circ$ $\delta_d = 0.0^\circ$ $\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$	M2-Statica
		M2-Sisma+ (sisma verticale verso il basso)
		M2-Sisma- (sisma verticale verso l'alto)
verifiche strutturali	$\phi = 35.0^\circ$ $\delta = 0.0^\circ$ $\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$	M1-Statica
		M1-Sisma+ (sisma verticale verso il basso)
		M1-Sisma- (sisma verticale verso l'alto)

Nelle immagini seguenti si indica a partire dal filo posteriore della fondazione:

- in verde il diagramma della spinta del sovraccarico Q1
- in rosso il diagramma della spinta del sovraccarico Q2
- in blu il diagramma della spinta delle terre



Spinta terre e sovraccarichi ; M2-STATICA



Doc. N.

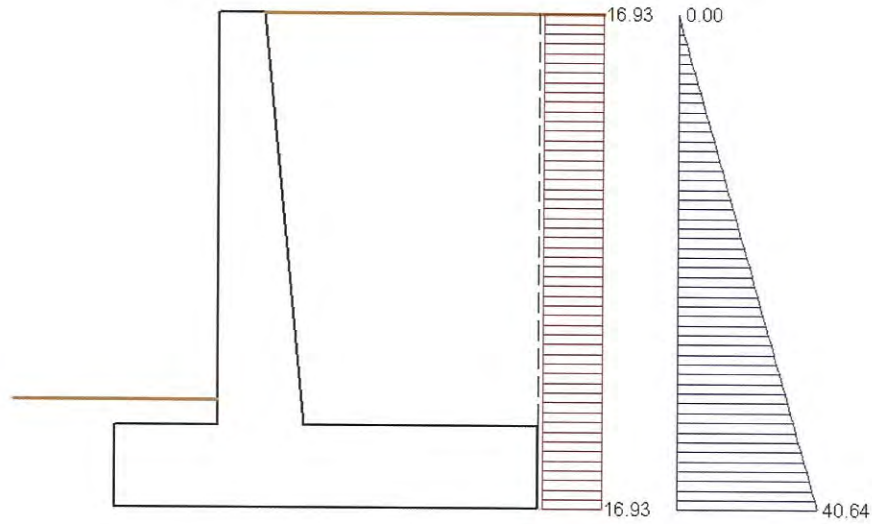
Progetto
INOR

Lotto
11

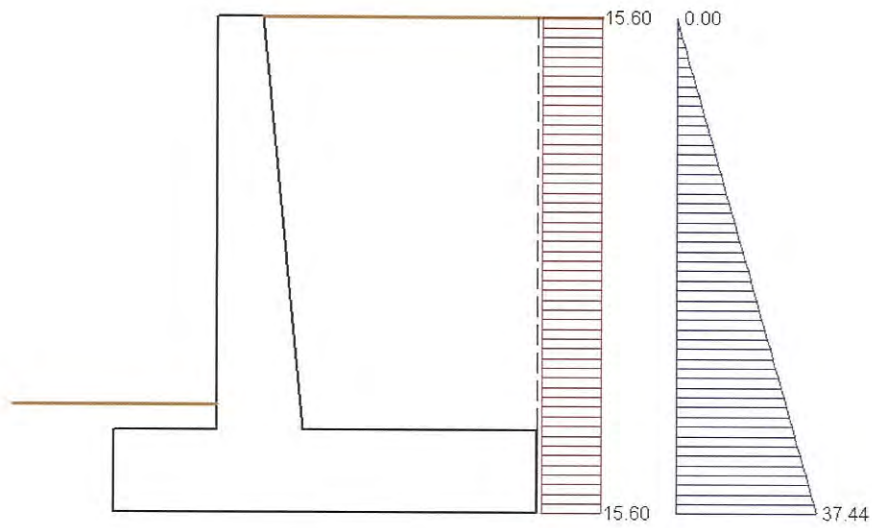
Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001

Rev.
A

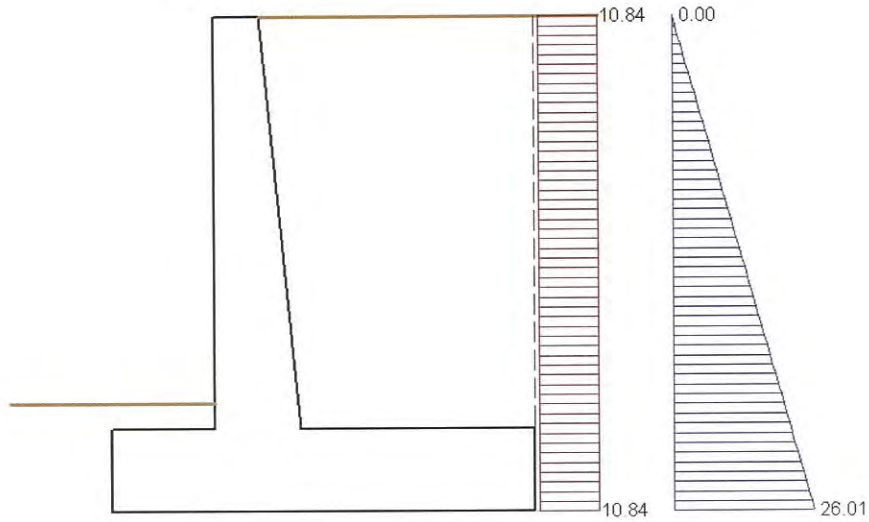
Foglio
53 di 123



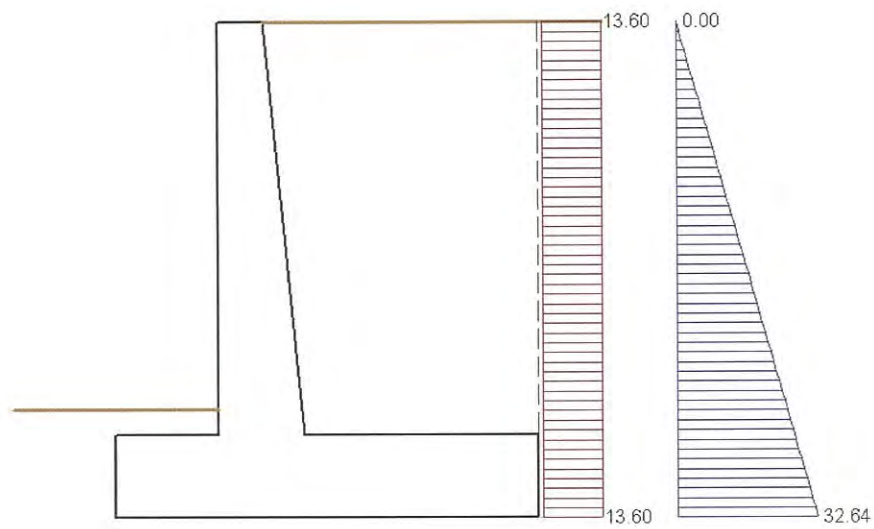
Spinta terre e sovraccarichi ; M2-SISMA+



Spinta terre e sovraccarichi ; M2-SISMA-



Spinta terre e sovraccarichi ; M1-STATICA



Spinta terre e sovraccarichi ; M1-SISMA+

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

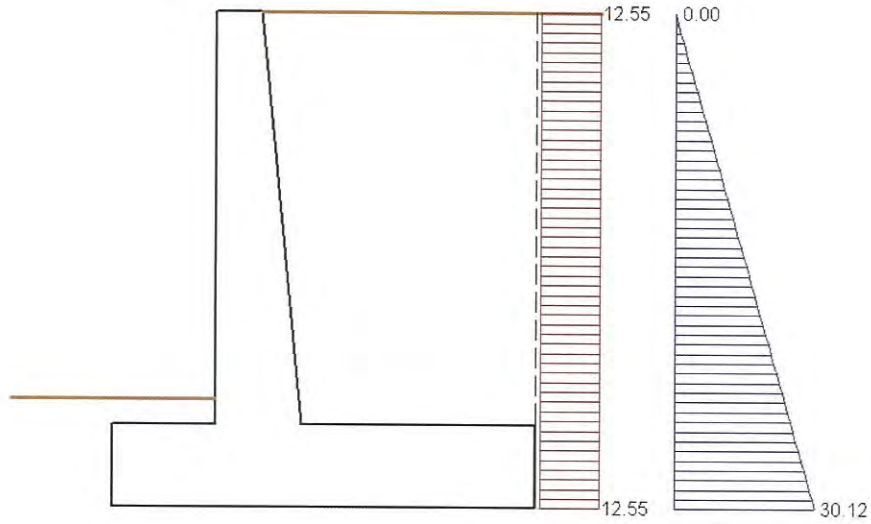
Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E2 CL IV 34C 0 001

Rev.
A

Foglio
55 di 123



Spinta terre e sovraccarichi ; M1-SISMA-

Integrando i diagrammi precedenti si calcolano le seguenti risultanti di spinta delle terre e dei sovraccarichi.

M2-GEO	Spinta H	Spinta V	X' Sp.	X Sp.	Y Sp.
spinta terre	79.13	0	4.10	-2.05	1.60
spinta sovraccarico Q1	0	0	4.10	-2.05	2.40
spinta sovraccarico Q2	65.94	0	4.10	-2.05	2.40
[unità]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]
M2-GEO Sisma+	Spinta H	Spinta V	X' Sp.	X Sp.	Y Sp.
spinta terre	97.53	0	4.10	-2.05	1.60
spinta sovraccarico Q1	0	0	4.10	-2.05	2.40
spinta sovraccarico Q2	81.28	0	4.10	-2.05	2.40
[unità]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]
M2-GEO Sisma-	Spinta H	Spinta V	X' Sp.	X Sp.	Y Sp.
spinta terre	89.87	0	4.10	-2.05	1.60
spinta sovraccarico Q1	0	0	4.10	-2.05	2.40
spinta sovraccarico Q2	74.89	0	4.10	-2.05	2.40
[unità]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]
M1-STR	Spinta H	Spinta V	X' Sp.	X Sp.	Y Sp.
spinta terre	62.44	0	4.10	-2.05	1.60
spinta sovraccarico Q1	0	0	4.10	-2.05	2.40
spinta sovraccarico Q2	52.03	0	4.10	-2.05	2.40
[unità]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]
M1-STR Sisma+	Spinta H	Spinta V	X' Sp.	X Sp.	Y Sp.
spinta terre	78.33	0	4.10	-2.05	1.60
spinta sovraccarico Q1	0	0	4.10	-2.05	2.40
spinta sovraccarico Q2	65.28	0	4.10	-2.05	2.40
[unità]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]
M1-STR Sisma-	Spinta H	Spinta V	X' Sp.	X Sp.	Y Sp.
spinta terre	72.29	0	4.10	-2.05	1.60
spinta sovraccarico Q1	0	0	4.10	-2.05	2.40
spinta sovraccarico Q2	60.24	0	4.10	-2.05	2.40
[unità]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]

Nella tabella precedente le coordinate del punto di applicazione del vettore di spinta X_{SP} , Y_{SP} sono riferite alla mezzeria della fondazione, ad intradosso. La coordinata X'_{SP} è riferita allo spigolo anteriore della fondazione.

Azioni in fondazione

Nella tabella sottostante si espongono, per tutte le condizioni di verifica considerate nel paragrafo 6, i contributi apportati dai vari termini sopra esposti :

- al momento stabilizzante e ribaltante, entrambi calcolati rispetto allo spigolo anteriore della fondazione, ad intradosso ;
- allo sforzo assiale N , al taglio V ed al momento M agenti a base fondazione (riferito alla mezzeria della fondazione).

I valori presenti in tabella sono affetti dai coefficienti di combinazione dei carichi esposti nel precedente paragrafo 6. Per ogni combinazione si indica nella prima riga il "sovraccarico principale" cui corrisponde l'effetto più gravoso (W =vento , Q =sovraccarico Q2).

Momento stabilizzante	EQU	SIS+	SIS-
Accidentale prevalente	Q	Q	Q
Peso muro	226.45	251.61	251.61
Peso terreno secco	509.03	565.59	565.59
Peso terreno anteriore	2.25	2.50	2.50
Inerzia Vert. muro	0	12.40	-12.40
Inerzia Vert. terreno secco	0	27.87	-27.87
Inerzia Vert. terreno anteriore	0	0.12	-0.12



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001Rev.
AFoglio
57 di 123

[unità]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]
M Stabilizzante	737.73	860.10	779.30

Momento ribaltante	EQU	SIS+	SIS-
Accidentale prevalente	Q	Q	Q
Spinta attiva terre	139.29	156.08	143.82
spinta attiva sovr. Q2	237.39	97.53	89.87
Inerzia Orizz. muro	0	19.31	19.31
Inerzia Orizz. terreno secco	0	55.59	55.59
Inerzia Orizz. terreno anteriore	0	0.46	0.46
[unità]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]
M Ribaltante	376.68	328.96	309.03

Taglio fondazione	A2 GEO	A2 SIS+	A2 SIS-
Accidentale prevalente	Q	Q	Q
Spinta attiva terre	79.13	97.53	89.87
spinta attiva sovr. Q2	85.72	40.64	37.45
Inerzia Orizz. muro	0	14.29	14.29
Inerzia Orizz. terreno secco	0	19.48	19.48
Inerzia Orizz. terreno anteriore	0	0.49	0.49
[unità]	[kN]	[kN]	[kN]
V Fondazione	164.85	172.43	161.57

Sf.Assiale fondazione	A2 GEO	A2 SIS+	A2 SIS-	SLE QP	SLE RA	A1 STR	A1 SIS+	A1 SIS-
Accidentale prevalente	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q
Peso muro	145.00	145.00	145.00	145.00	145.00	145.00	145.00	145.00
Peso terreno secco	197.60	197.60	197.60	197.60	197.60	197.60	197.60	197.60
Peso terreno anteriore	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
Inerzia Vert. muro	0	7.15	-7.15	0	0	0	7.15	-7.15
Inerzia Vert. terreno secco	0	9.74	-9.74	0	0	0	9.74	-9.74
Inerzia Vert. terreno anteriore	0	0.25	-0.25	0	0	0	0.25	-0.25
[unità]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
N Fondazione	347.60	364.73	330.47	347.60	347.60	347.60	364.73	330.47

Momento fondazione	A2 GEO	A2 SIS+	A2 SIS-	SLE QP	SLE RA	A1 STR	A1 SIS+	A1 SIS-
Accidentale prevalente	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q
Spinta attiva terre	126.63	156.08	143.82	99.92	99.92	129.89	125.36	115.69
spinta attiva sovr. Q2	205.74	97.53	89.87	0	124.87	187.31	78.33	72.29
Inerzia Orizz. muro	0	19.31	19.31	0	0	0	19.31	19.31
Inerzia Orizz. terreno secco	0	55.59	55.59	0	0	0	55.59	55.59
Inerzia Orizz. terreno anteriore	0	0.46	0.46	0	0	0	0.46	0.46
Peso muro	45.64	45.64	45.64	45.64	45.64	45.64	45.64	45.64
Peso terreno secco	-160.51	-160.51	-160.51	-160.51	-160.51	-160.51	-160.51	-160.51
Peso terreno anteriore	7.75	7.75	7.75	7.75	7.75	7.75	7.75	7.75
Inerzia Vert. muro	0	2.25	-2.25	0	0	0	2.25	-2.25
Inerzia Vert. terreno secco	0	-7.91	7.91	0	0	0	-7.91	7.91
Inerzia Vert. terreno anteriore	0	0.38	-0.38	0	0	0	0.38	-0.38
[unità]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]
M Fondazione	225.24	216.55	207.19	-7.21	117.67	210.08	166.63	161.48

10.2.1 Verifiche geotecniche

Verifica a ribaltamento

Si riporta nella tabella sottostante, per le tre condizioni di verifica considerate:

- il momento stabilizzante delle componenti verticali ;
- il momento ribaltante delle componenti orizzontali ;
- il coefficiente di sicurezza a ribaltamento ;

Condizione	EQU	SIS+	SIS-	
Accidentale prevalente	Q	Q	Q	
Momento stabilizzante	737.73	860.10	779.30	[kN.m]
Momento ribaltante	376.68	328.96	309.03	[kN.m]
Sicurezza a ribaltamento	1.96	2.62	2.52	

Sicurezza a scorrimento

Si riporta nella tabella sottostante, per le tre condizioni di verifica considerate:

- il taglio agente a base fondazione ;
- lo sforzo assiale agente perpendicolarmente al piano di scorrimento ;
- la massima forza resistente allo scorrimento, per la cui definizione si rimanda al par. 8.1.1 ;
- il coefficiente di sicurezza a scorrimento.

Condizione	A2 GEO	A2 SIS+	A2 SIS-	
Accidentale prevalente	Q	Q	Q	
Taglio a base fondazione	164.85	172.43	161.58	[kN]
Sf. Assiale a base fondazione	347.60	364.73	330.47	[kN]
Forza di attrito massima	202.04	212.00	192.08	[kN]
Sicurezza a scorrimento	1.23	1.23	1.19	

Verifica di portanza del terreno di fondazione

Nella tabella sottostante si elencano, per le tre condizioni di verifica considerate:

- lo sforzo assiale, il momento ed il taglio agenti a base fondazione ;
- la dimensione ridotta della fondazione B' ;
- la pressione di contatto fondazione terreno σ_{terr} ;
- il coefficiente di sicurezza della verifica di capacità portante .

Si riportano quindi tutte le grandezze necessarie al calcolo della pressione di contatto limite fondazione terreno $\sigma_{T,max}$, per la cui definizione si rimanda al paragrafo 8.1.3.

Condizione	A2 GEO	A2 SIS+	A2 SIS-	
Accidentale prevalente	Q	Q	Q	
Taglio a base fondazione	164.85	172.43	161.58	[kN]
Sf. Assiale a base fondazione	347.60	364.73	330.47	[kN]
Momento a base fondazione	225.24	216.56	207.19	[kN.m]
dimensione ridotta fondazione B'	2.80	2.91	2.85	[m]
Pressione fondazione/terreno	123.97	125.23	116.11	[kPa]
Tensione limite in cond. drenate	135.95	135.02	126.83	[kPa]
Sicurezza a collasso	1.10	1.08	1.09	

Capacità portante drenata	A2 GEO	A2 SIS+	A2 SIS-	
q'	19.95	19.95	19.95	[kPa]
Nq	18.75	18.75	18.75	
sq	1.00	1.00	1.00	
dq	1.11	1.10	1.11	
iq	0.26	0.26	0.25	

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001

Rev.
A

Foglio
59 di 123

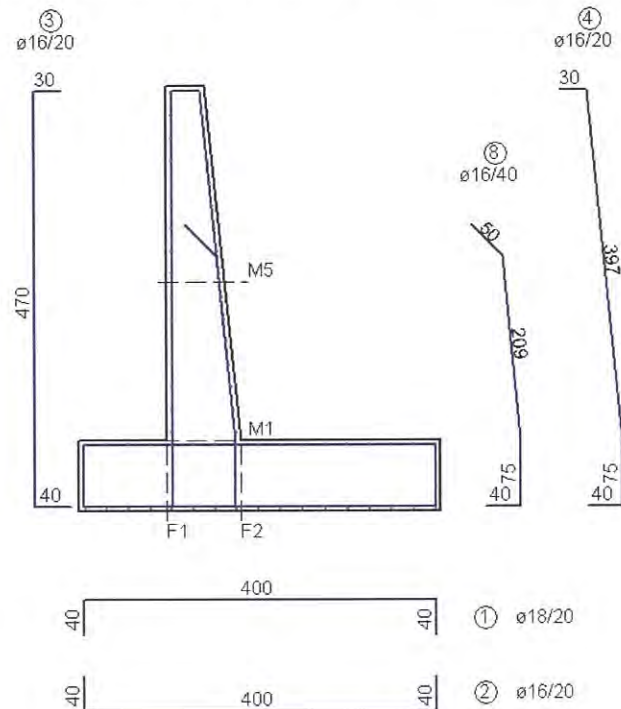
gq	1.00	1.00	1.00
gamma'	10.00	10.00	10.00
Eff. cinemat.	1.00	0.92	0.92
Ng	15.48	15.48	15.48
sg	1.00	1.00	1.00
dg	1.00	1.00	1.00
ig	0.13	0.13	0.12
gg	1.00	1.00	1.00

[kPa/m]

10.2.2 Verifiche strutturali

Si riportano nei paragrafi che seguono le principali verifiche strutturali della fondazione e della elevazione del muro.

L'immagine posta sotto rappresenta schematicamente le armature del muro e l'ubicazioni delle sezioni di verifica.



Sollecitazioni agenti nella fondazione

Nelle immagini seguenti si riporta, per le condizioni di verifica considerate:

- in alto: il diagramma delle pressioni agenti ad estradosso ed intradosso fondazione calcolate come specificato all'interno del precedente paragrafo 8.2.1., valori in KPa ;
- in blu: il diagramma dei tagli agenti in fondazione, valori in kN ;
- in verde: il diagramma dei momenti flettenti agenti in fondazione, valori in kN.m .

Le sollecitazioni sono, ovviamente, riferite ad una striscia di fondazione profonda 1 m.

Doc. N.

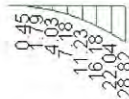
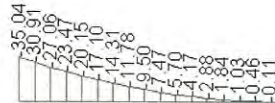
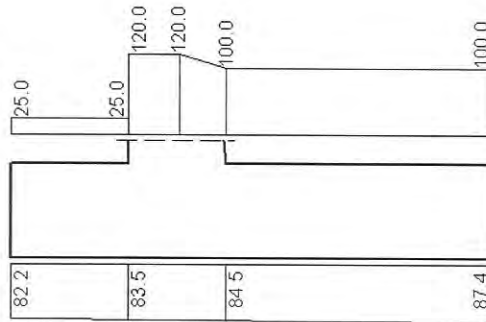
Progetto
INOR

Lotto
11

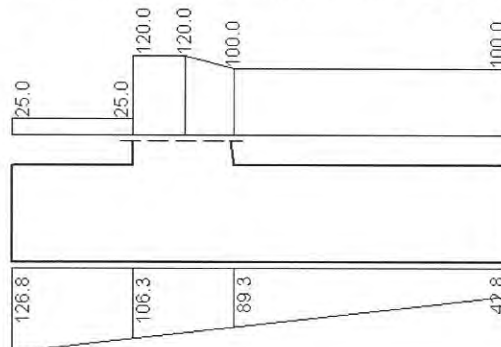
Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001

Rev.
A

Foglio
61 di 123



Sollecitazioni in fondazione - SLE QP (Q)



Sollecitazioni in fondazione - SLE RA (Q)

Doc. N.

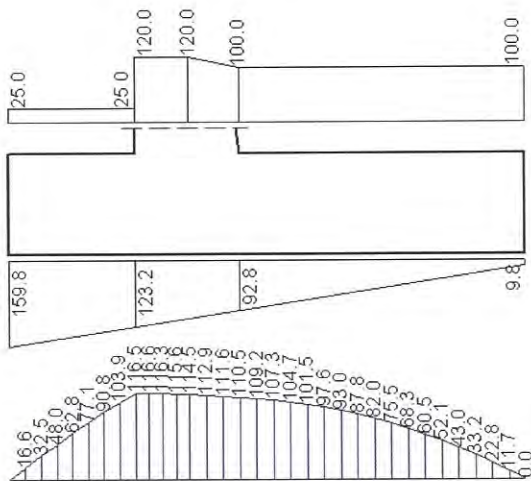
Progetto
INOR

Lotto
11

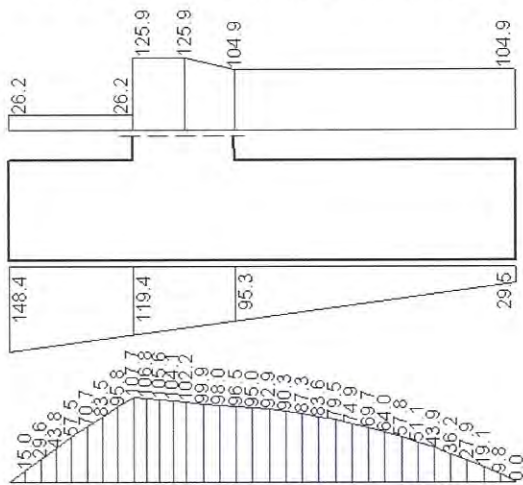
Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001

Rev.
A

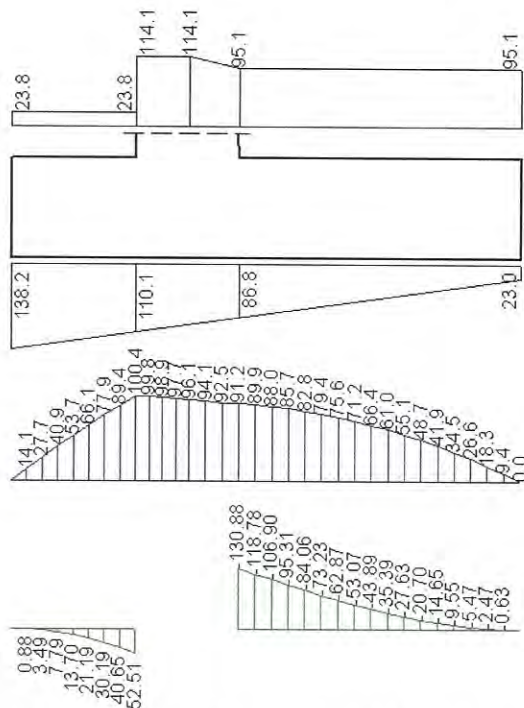
Foglio
62 di 123



Sollecitazioni in fondazione - A1 STR (Q)



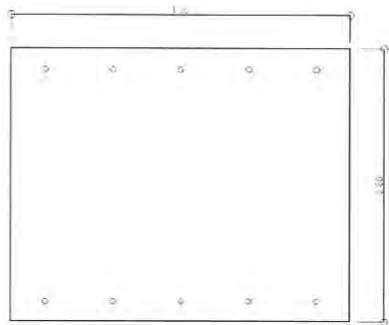
Sollecitazioni in fondazione - A1 SIS+ (Q)



Sollecitazioni in fondazione - A1 SIS- (Q)

Si riportano nelle pagine seguenti le verifiche di resistenza delle sezioni resistenti della fondazione.

Sezione F1: sbalzo anteriore fondazione



DESCRIZIONE DELL'ARMATURA ORDINARIA

5. $\phi 16$ mm a 6. cm da intradosso

5. $\phi 18$ mm a 73.9 cm da intradosso

AREA ARMATURE = 22.78 (cm²)

DISTANZA DA INTRADOSSO SEZIONE = 43.93 (cm)

SEZIONE SOLO CALCESTRUZZO

AREA DELLA SEZIONE = 8000.0 (cm²)

ALTEZZA DELLA SEZIONE = 80.0 (cm)

DISTANZA BARICENTRO DA INTRADOSSO = 40.0 (cm)

MOMENTO D'INERZIA BARICENTRICO = 0.042667 (m⁴)

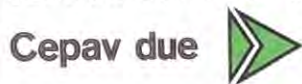
MODULO DI RESISTENZA SUPERIORE = 0.106667 (m³)

MODULO DI RESISTENZA INFERIORE = 0.106667 (m³)

SEZIONE OMOGENEIZZATA

AREA DELLA SEZIONE = 8318.872 (cm²)

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001Rev.
AFoglio
64 di 123

ALTEZZA DELLA SEZIONE = 80.0 (cm)
 DISTANZA BARICENTRO DA INTRADOSSO = 40.15065 (cm)
 MOMENTO D'INERZIA BARICENTRICO = 0.046339 (m⁴)
 MODULO DI RESISTENZA SUPERIORE = 0.116285 (m³)
 MODULO DI RESISTENZA INFERIORE = 0.115412 (m³)

TASSI DI LAVORO IN COMBINAZIONE SLE QUASI PERMANENTE

MOMENTO DI PROGETTO = 28.81 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 COMPRESSIONE MASSIMA CLS = -0.567 (N/mm²)
 TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO = 41.213 (N/mm²)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 12.66 (cm)
 BRACCIO DI LEVA INTERNO = 69.46 (cm)

Verifica a fessurazione (par. 4.1.2.2.4.1 NTC 2008)

Si procede al calcolo del momento di formazione della fessura:

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{resistenza media a trazione})$$

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.45 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{tensione corrispondente al momento di formazione della fessura})$$

$$\chi = N/M = 0.000 \text{ 1/mm} \quad (\text{rapporto tra azione assiale e momento flettente; } N \text{ negativo se di compressione, } M \text{ in modulo})$$

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = \text{segno}(M_d) \cdot \sigma_t \cdot \left(\frac{\chi}{A_{omog}} + \frac{1}{W_{omog}} \right)^{-1} = 283 \text{ kN.m} > M_d = 29 \text{ kN.m}$$

Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto.

TASSI DI LAVORO IN COMBINAZIONE SLE RARA

MOMENTO DI PROGETTO = 47.44 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 COMPRESSIONE MASSIMA CLS = -0.933 (N/mm²)
 TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO = 67.863 (N/mm²)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 12.66 (cm)
 BRACCIO DI LEVA INTERNO = 69.46 (cm)

Verifica a fessurazione (par. 4.1.2.2.4.1 NTC 2008)

Si procede al calcolo del momento di formazione della fessura:

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{resistenza media a trazione})$$

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.45 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{tensione corrispondente al momento di formazione della fessura})$$

$$\chi = N/M = 0.000 \text{ 1/mm} \quad (\text{rapporto tra azione assiale e momento flettente; } N \text{ negativo se di compressione, } M \text{ in modulo})$$

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = \text{segno}(M_d) \cdot \sigma_t \cdot \left(\frac{\chi}{A_{omog}} + \frac{1}{W_{omog}} \right)^{-1} = 283 \text{ kN.m} > M_d = 47 \text{ kN.m}$$

Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto.

SICUREZZA A ROTTURA IN COMBINAZIONE SLU STR

MOMENTO DI PROGETTO = 61.23 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 MOMENTO DI ROTTURA = 295.22 (KN.m)
 SFORZO DI ROTTURA = -1.72 (KN.m)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 4.73 (cm)
 DOMINIO 3, Mr/Md = 4.82

**SICUREZZA A ROTTURA IN COMBINAZIONE SLU SISMA (+/-)**

MOMENTO DI PROGETTO = 56.22 (KN.m)

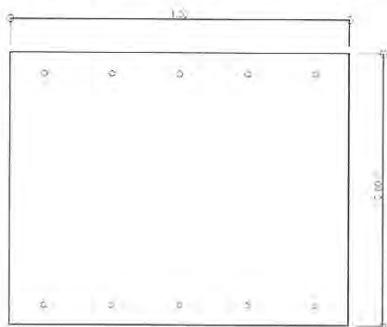
SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)

MOMENTO DI ROTTURA = 295.22 (KN.m)

SFORZO DI ROTTURA = -1.72 (KN.m)

DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 4.73 (cm)

DOMINIO 3, Mr/Md = 5.25

Sezione F2: sbalzo posteriore fondazione**DESCRIZIONE DELL'ARMATURA ORDINARIA**

5. ø16 mm a 6. cm da intradosso

5. ø18 mm a 73.9 cm da intradosso

AREA ARMATURE = 22.78 (cm²)

DISTANZA DA INTRADOSSO SEZIONE = 43.93 (cm)

SEZIONE SOLO CALCESTRUZZOAREA DELLA SEZIONE = 8000.0 (cm²)

ALTEZZA DELLA SEZIONE = 80.0 (cm)

DISTANZA BARICENTRO DA INTRADOSSO = 40.0 (cm)

MOMENTO D'INERZIA BARICENTRICO = 0.042667 (m⁴)MODULO DI RESISTENZA SUPERIORE = 0.106667 (m³)MODULO DI RESISTENZA INFERIORE = 0.106667 (m³)**SEZIONE OMOGENEIZZATA**AREA DELLA SEZIONE = 8318.872 (cm²)

ALTEZZA DELLA SEZIONE = 80.0 (cm)

DISTANZA BARICENTRO DA INTRADOSSO = 40.15065 (cm)

MOMENTO D'INERZIA BARICENTRICO = 0.046339 (m⁴)MODULO DI RESISTENZA SUPERIORE = 0.116285 (m³)MODULO DI RESISTENZA INFERIORE = 0.115412 (m³)**TASSI DI LAVORO IN COMBINAZIONE SLE QUASI PERMANENTE**

MOMENTO DI PROGETTO = -35.03 (KN.m)

SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)

COMPRESSIONE MASSIMA CLS = -0.634 (N/mm²)TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO = 39.914 (N/mm²)

DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 14.22 (cm)

BRACCIO DI LEVA INTERNO = 69.25 (cm)

Verifica a fessurazione (par. 4.1.2.2.4.1 NTC 2008)

Si procede al calcolo del momento di formazione della fessura:

$$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{resistenza media a trazione})$$

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.45 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{tensione corrispondente al momento di formazione della fessura})$$

$$\chi = N/M = 0.000 \text{ 1/mm} \quad (\text{rapporto tra azione assiale e momento flettente; N negativo se di compressione, M in modulo})$$

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001Rev.
AFoglio
66 di 123

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = segno(M_d) \cdot \sigma_t \cdot \left(\frac{\chi}{A_{omog}} + \frac{1}{W_{omog}} \right)^{-1} = -285 \text{ kN.m} > M_d = -35 \text{ kN.m}$$

Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto.

TASSI DI LAVORO IN COMBINAZIONE SLE RARA

MOMENTO DI PROGETTO = -107.41 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 COMPRESSIONE MASSIMA CLS = -1.944 (N/mm²)
 TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO = 122.364 (N/mm²)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 14.22 (cm)
 BRACCIO DI LEVA INTERNO = 69.25 (cm)

Verifica a fessurazione (par. 4.1.2.2.4.1 NTC 2008)

Si procede al calcolo del momento di formazione della fessura:

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{resistenza media a trazione})$$

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.45 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{tensione corrispondente al momento di formazione della fessura})$$

$$\chi = N/M = 0.000 \text{ 1/mm} \quad (\text{rapporto tra azione assiale e momento flettente; } \underline{N} \text{ negativo se di compressione, } \underline{M} \text{ in modulo})$$

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = segno(M_d) \cdot \sigma_t \cdot \left(\frac{\chi}{A_{omog}} + \frac{1}{W_{omog}} \right)^{-1} = -285 \text{ kN.m} > M_d = -107 \text{ kN.m}$$

Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto.

SICUREZZA A ROTTURA IN COMBINAZIONE SLU STR

MOMENTO DI PROGETTO = -160.97 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 MOMENTO DI ROTTURA = -364.97 (KN.m)
 SFORZO DI ROTTURA = 0.61 (KN.m)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 4.82 (cm)
 DOMINIO 3, Mr/Md = 2.27

SICUREZZA A ROTTURA IN COMBINAZIONE SLU SISMA (+/-)

MOMENTO DI PROGETTO = -137.72 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 MOMENTO DI ROTTURA = -364.97 (KN.m)
 SFORZO DI ROTTURA = 0.61 (KN.m)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 4.82 (cm)
 DOMINIO 3, Mr/Md = 2.65

Verifica a taglio

La sezione avente minima sicurezza a rottura è posta a 1.00 m da ciglio anteriore fondazione:

- sezione di riferimento per la verifica a taglio: sezione F1
- scenario in cui si registra la sicurezza minima: SLU STR

Resistenza a taglio dell'elemento privo di armature (par. 4.1.2.1.3.1 NTC 2008):

$$V_{Rd} = [0.18 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

In cui:

f_{ck} = resistenza caratteristica cilindrica = 30 Mpa

$\gamma_c = 1.5$

b_w = larghezza sezione = 1000 mm

d = altezza utile della sezione = 740 mm

A_{sl} = area armatura longitudinale tesa = 1005 mm²

$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1.52 (\leq 2)$

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001

Rev.
A

Foglio
67 di 123

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ = rapporto geom. di armatura longitudinale = 0.001 (≤ 0.02)

$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c$ = tensione media di compressione = 0.00 Mpa ($\leq 0.2 f_{ck} / \gamma_c$)

$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.359$

sollecitazioni di progetto:

$V_{ed} = 116$ kN

$N_{ed} =$ (si assume cautelativamente) = 0 kN

Risulta in base alle formule precedenti: $V_{Rd} = 266$ kN $>$ $V_{ed} = 116$ kN

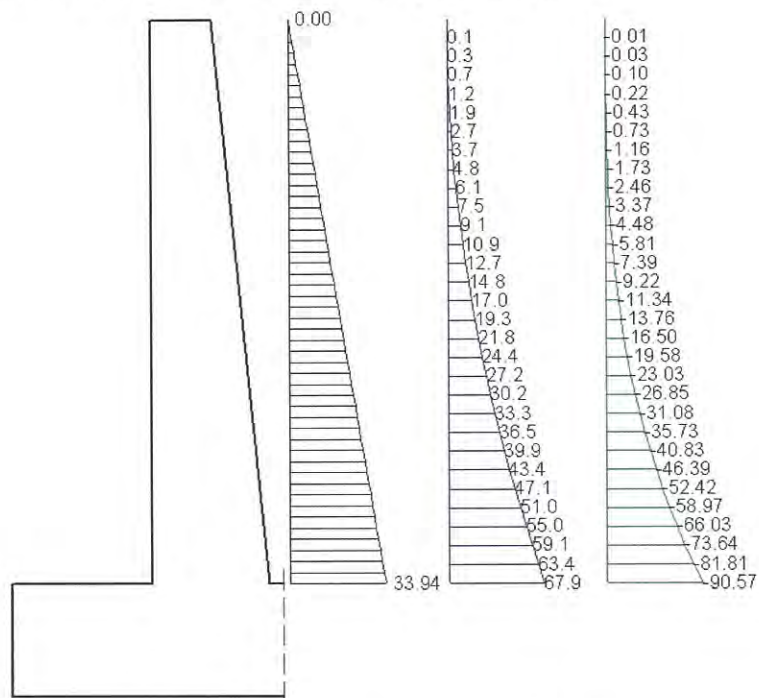
Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001Rev.
AFoglio
68 di 123**Sollecitazioni agenti nell'elevazione**

Nelle immagini seguenti si riporta, per le condizioni di verifica considerate:

- solo per gli scenari sismici: il diagramma delle pressioni corrispondenti alle inerzie sismiche del muro, del terreno presente al di sopra della fondazione, dei sovraccarichi presenti al di sopra della fondazione e, se presenti, delle barriere ;
- per tutte le condizioni: il diagramma delle pressioni di spinta delle terre ;
- In blu: il diagramma dei tagli agenti nell'elevazione, valori in kN ;
- In verde: il diagramma dei momenti flettenti agenti nell'elevazione, valori in kN.m .

Le sollecitazioni sono, ovviamente, riferite ad una striscia di muro profonda 1 m.



Sollecitazioni agenti sul muro - SLE QP (Q)

Doc. N.

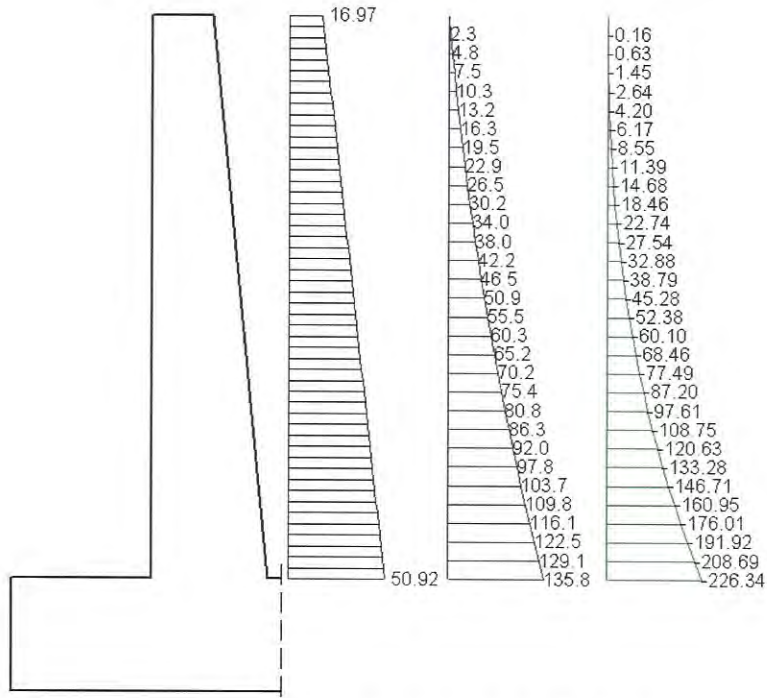
Progetto
INOR

Lotto
11

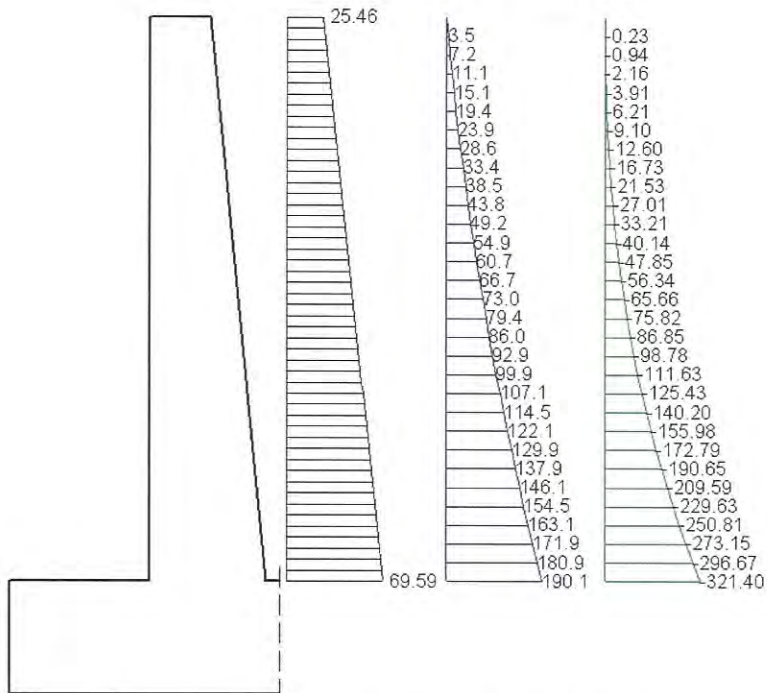
Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001

Rev.
A

Foglio
69 di 123



Sollecitazioni agenti sul muro - SLE RA (Q)



Sollecitazioni agenti sul muro - A1 STR (Q)

Doc. N.

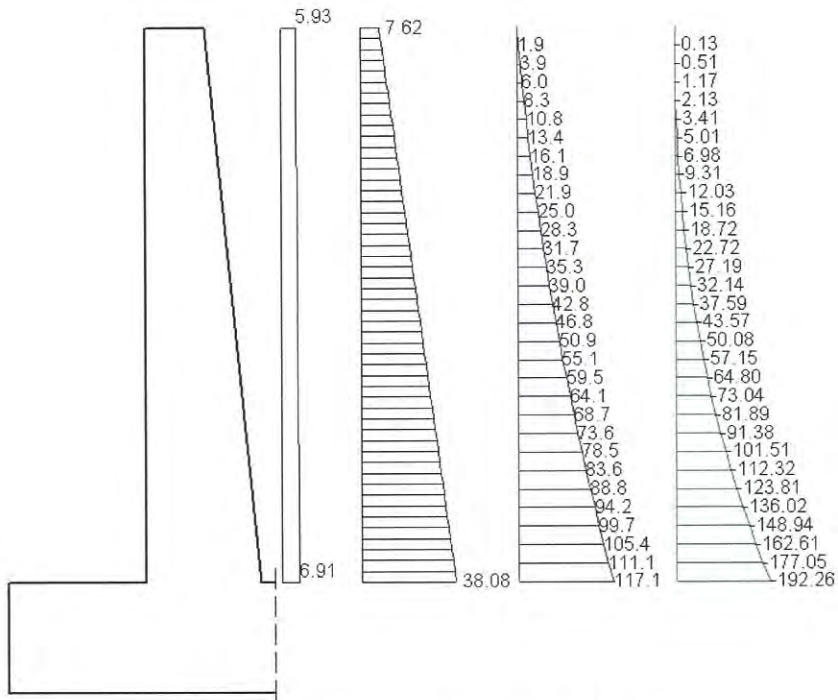
Progetto
INOR

Lotto
11

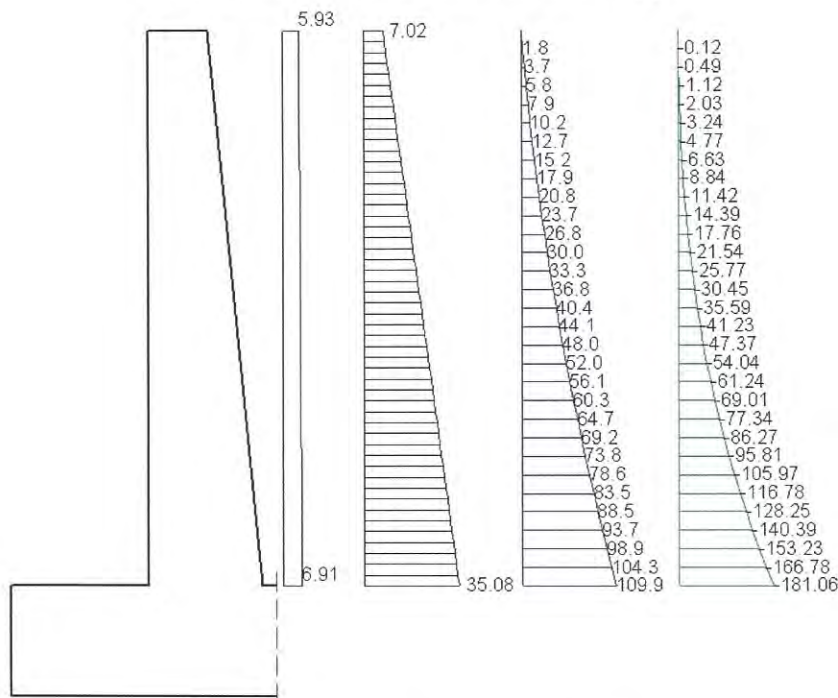
Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001

Rev.
A

Foglio
70 di 123

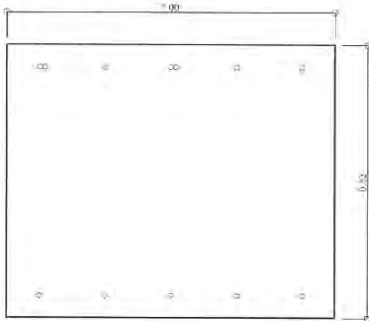


Sollecitazioni agenti sul muro - A1 SIS+ (Q)



Sollecitazioni agenti sul muro - A1 SIS- (Q)

Si riportano nelle pagine seguenti le verifiche di resistenza delle sezioni resistenti della elevazione.

Sezione M1: base muro**DESCRIZIONE DELL'ARMATURA ORDINARIA**

5. ø16 mm a 6.8 cm da intradosso

5. ø16 mm a 76.2 cm da intradosso

2.5 ø16 mm a 76.2 cm da intradosso

AREA ARMATURE = 25.13 (cm²)

DISTANZA DA INTRADOSSO SEZIONE = 48.44 (cm)

SEZIONE SOLO CALCESTRUZZOAREA DELLA SEZIONE = 8299.582 (cm²)

ALTEZZA DELLA SEZIONE = 82.99582 (cm)

DISTANZA BARICENTRO DA INTRADOSSO = 41.49791 (cm)

MOMENTO D'INERZIA BARICENTRICO = 0.047642 (m⁴)MODULO DI RESISTENZA SUPERIORE = 0.114805 (m³)MODULO DI RESISTENZA INFERIORE = 0.114805 (m³)**SEZIONE OMOGENEIZZATA**AREA DELLA SEZIONE = 8651.44 (cm²)

ALTEZZA DELLA SEZIONE = 82.99582 (cm)

DISTANZA BARICENTRO DA INTRADOSSO = 41.78014 (cm)

MOMENTO D'INERZIA BARICENTRICO = 0.051871 (m⁴)MODULO DI RESISTENZA SUPERIORE = 0.125853 (m³)MODULO DI RESISTENZA INFERIORE = 0.124152 (m³)**TASSI DI LAVORO IN COMBINAZIONE SLE QUASI PERMANENTE**

MOMENTO DI PROGETTO = -90.56 (KN.m)

SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)

COMPRESSIONE MASSIMA CLS = -1.470 (N/mm²)TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO = 84.796 (N/mm²)

DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 15.72 (cm)

BRACCIO DI LEVA INTERNO = 70.67 (cm)

Verifica a fessurazione (par. 4.1.2.2.4.1 NTC 2008)

Si procede al calcolo del momento di formazione della fessura:

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{resistenza media a trazione})$$

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.45 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{tensione corrispondente al momento di formazione della fessura})$$

$$\chi = N/M = 0.000 \text{ 1/mm} \quad (\text{rapporto tra azione assiale e momento flettente; } N \text{ negativo se di compressione, } M \text{ in modulo})$$

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = \text{segno}(M_d) \cdot \sigma_t \cdot \left(\frac{\chi}{A_{omog}} + \frac{1}{W_{omog}} \right)^{-1} = -309 \text{ kN.m} > M_d = -91 \text{ kN.m}$$

Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto.

TASSI DI LAVORO IN COMBINAZIONE SLE RARA

MOMENTO DI PROGETTO = -226.33 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 COMPRESSIONE MASSIMA CLS = -3.674 (N/mm²)
 TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO = 211.923 (N/mm²)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 15.72 (cm)
 BRACCIO DI LEVA INTERNO = 70.67 (cm)

Verifica a fessurazione (par. 4.1.2.2.4.1 NTC 2008)

Si procede al calcolo del momento di formazione della fessura:

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{resistenza media a trazione})$$

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.45 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{tensione corrispondente al momento di formazione della fessura})$$

$$\chi = N/M = 0.000 \text{ 1/mm} \quad (\text{rapporto tra azione assiale e momento flettente; } \underline{N} \text{ negativo se di compressione, } \underline{M} \text{ in modulo})$$

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = \text{segno}(M_d) \cdot \sigma_t \cdot \left(\frac{\chi}{A_{omog}} + \frac{1}{W_{omog}} \right)^{-1} = -309 \text{ kN.m} > M_d = -226 \text{ kN.m}$$

Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto.

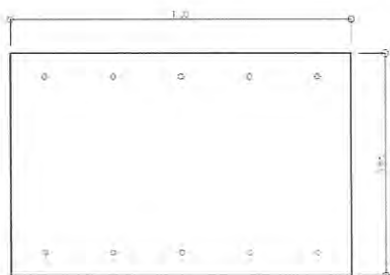
SICUREZZA A ROTTURA IN COMBINAZIONE SLU STR

MOMENTO DI PROGETTO = -321.39 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 MOMENTO DI ROTTURA = -443.39 (KN.m)
 SFORZO DI ROTTURA = 2.68 (KN.m)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 5.46 (cm)
 DOMINIO 3, $M_r/M_d = 1.38$

SICUREZZA A ROTTURA IN COMBINAZIONE SLU SISMA (+/-)

MOMENTO DI PROGETTO = -192.25 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 MOMENTO DI ROTTURA = -443.39 (KN.m)
 SFORZO DI ROTTURA = 2.68 (KN.m)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 5.46 (cm)
 DOMINIO 3, $M_r/M_d = 2.31$

Sezione M5: sezione di ancoraggio posizione 8

**DESCRIZIONE DELL'ARMATURA ORDINARIA**

5. $\phi 16$ mm a 6.8 cm da intradosso
 5. $\phi 16$ mm a 58.2 cm da intradosso
 AREA ARMATURE = 20.11 (cm²)
 DISTANZA DA INTRADOSO SEZIONE = 32.52 (cm)

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001Rev.
AFoglio
73 di 123**SEZIONE SOLO CALCESTRUZZO**

AREA DELLA SEZIONE = 6504.217 (cm²)
 ALTEZZA DELLA SEZIONE = 65.04217 (cm)
 DISTANZA BARICENTRO DA INTRADOSSO = 32.52108 (cm)
 MOMENTO D'INERZIA BARICENTRICO = 0.02293 (m⁴)
 MODULO DI RESISTENZA SUPERIORE = 0.070508 (m³)
 MODULO DI RESISTENZA INFERIORE = 0.070508 (m³)

SEZIONE OMOGENEIZZATA

AREA DELLA SEZIONE = 6785.704 (cm²)
 ALTEZZA DELLA SEZIONE = 65.04217 (cm)
 DISTANZA BARICENTRO DA INTRADOSSO = 32.52108 (cm)
 MOMENTO D'INERZIA BARICENTRICO = 0.024792 (m⁴)
 MODULO DI RESISTENZA SUPERIORE = 0.076234 (m³)
 MODULO DI RESISTENZA INFERIORE = 0.076234 (m³)

TASSI DI LAVORO IN COMBINAZIONE SLE QUASI PERMANENTE

MOMENTO DI PROGETTO = -15.22 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 COMPRESSIONE MASSIMA CLS = -0.449 (N/mm²)
 TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO = 27.947 (N/mm²)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 11.31 (cm)
 BRACCIO DI LEVA INTERNO = 54.23 (cm)

Verifica a fessurazione (par. 4.1.2.2.4.1 NTC 2008)

Si procede al calcolo del momento di formazione della fessura:

$$\begin{aligned}
 f_{ctm} &= 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ N/mm}^2 && \text{(resistenza media a trazione)} \\
 \sigma_t &= f_{ctm} / 1.2 = 2.45 \text{ N/mm}^2 && \text{(tensione corrispondente al momento di formazione della fessura)} \\
 \chi &= N/M = 0.000 \text{ 1/mm} && \text{(rapporto tra azione assiale e momento flettente; } \underline{N} \text{ negativo se di compressione, } M \text{ in modulo)}
 \end{aligned}$$

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = segno(M_d) \cdot \sigma_t \cdot \left(\frac{\chi}{A_{omog}} + \frac{1}{W_{omog}} \right)^{-1} = -187 \text{ kN.m} > M_d = -15 \text{ kN.m}$$

Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto.

TASSI DI LAVORO IN COMBINAZIONE SLE RARA

MOMENTO DI PROGETTO = -56.50 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 COMPRESSIONE MASSIMA CLS = -1.666 (N/mm²)
 TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO = 103.734 (N/mm²)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 11.31 (cm)
 BRACCIO DI LEVA INTERNO = 54.23 (cm)

Verifica a fessurazione (par. 4.1.2.2.4.1 NTC 2008)

Si procede al calcolo del momento di formazione della fessura:

$$\begin{aligned}
 f_{ctm} &= 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ N/mm}^2 && \text{(resistenza media a trazione)} \\
 \sigma_t &= f_{ctm} / 1.2 = 2.45 \text{ N/mm}^2 && \text{(tensione corrispondente al momento di formazione della fessura)} \\
 \chi &= N/M = 0.000 \text{ 1/mm} && \text{(rapporto tra azione assiale e momento flettente; } \underline{N} \text{ negativo se di compressione, } M \text{ in modulo)}
 \end{aligned}$$

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = segno(M_d) \cdot \sigma_t \cdot \left(\frac{\chi}{A_{omog}} + \frac{1}{W_{omog}} \right)^{-1} = -187 \text{ kN.m} > M_d = -56 \text{ kN.m}$$

Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto.

SICUREZZA A ROTTURA IN COMBINAZIONE SLU STR

MOMENTO DI PROGETTO = -81.70 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 MOMENTO DI ROTTURA = -235.52 (KN.m)
 SFORZO DI ROTTURA = -1.50 (KN.m)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 4.87 (cm)
 DOMINIO 3, Mr/Md = 2.88

SICUREZZA A ROTTURA IN COMBINAZIONE SLU SISMA (+/-)

MOMENTO DI PROGETTO = -47.04 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 MOMENTO DI ROTTURA = -235.52 (KN.m)
 SFORZO DI ROTTURA = -1.50 (KN.m)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 4.87 (cm)
 DOMINIO 3, Mr/Md = 5.01

Verifica a taglio

La sezione avente minima sicurezza a rottura è posta a 0.00 m da base muro:
 - sezione di riferimento per la verifica a taglio: sezione M1
 - scenario in cui si registra la sicurezza minima: SLU STR

Resistenza a taglio dell'elemento privo di armature (par. 4.1.2.1.3.1 NTC 2008):

$$V_{Rd} = [0.18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \sigma_{cp}] b_w d \geq (v_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) b_w d$$

In cui:

f_{ck} = resistenza caratteristica cilindrica = 30 Mpa

$\gamma_c = 1.5$

b_w = larghezza sezione = 1000 mm

d = altezza utile della sezione = 762 mm

A_{sl} = area armatura longitudinale tesa = 1508 mm²

$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1.51 (\leq 2)$

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w d) =$ rapporto geom. di armatura longitudinale = 0.002 (≤ 0.02)

$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c =$ tensione media di compressione = 0.00 Mpa ($\leq 0.2 f_{ck} / \gamma_c$)

$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.356$

sollecitazioni di progetto:

$V_{ed} = 190 \text{ kN}$

$N_{ed} =$ (si assume cautelativamente) = 0 kN

Risulta in base alle formule precedenti: $V_{Rd} = 271 \text{ kN} > V_{ed} = 190 \text{ kN}$



10.3 Tipologico IV34_STR_H4.5

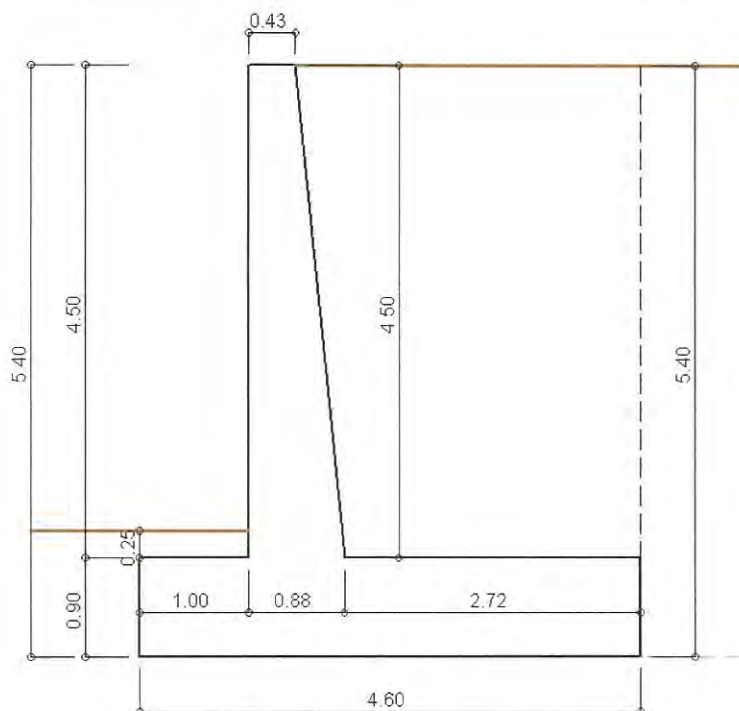
La geometria del muro è posta in evidenza nella figura sotto riportata; si riepilogano nel seguito le dimensioni principali:

larghezza muro (fondazione)	4.60 [m]
altezza fondazione	0.90 [m]
altezza elevazione	4.50 [m]
sbordo anteriore fondazione	1.00 [m]
sbordo posteriore fondazione	2.72 [m]
spessore elevazione alla base	0.88 [m]
spessore elevazione in sommità	0.43 [m]

inclinazione paramento anteriore elevazione	0.0 [°]
inclinazione paramento posteriore elevazione	5.7 [°]
altezza terreno anteriore	0.25 [m]
altezza terreno a filo muro	4.50 [m]
altezza terreno a tergo fondazione	5.40 [m]
quota falda da intradosso fondazione	0.00 [m]

I parametri sismici di riferimento sono i seguenti (categoria sismica terreno = C):

a_g/g	S_S	S_T	β_m	k_h	k_v
0.235	1.35	1.00	0.310	0.099	0.049



Geometria del muro

Azioni gravanti direttamente sul muro

Sul muro agiscono direttamente le azioni sotto elencate

Elemento	Peso	Inerzia H	Inerzia V	X' bar.	X bar.	Y bar.
manufatto in c.a.	177.18	17.46	8.73	1.90	0.40	1.47
terreno post. asciutto	265.05	26.13	13.06	3.12	-0.82	3.21
terreno post. in falda	0	0	0	//	//	//
terreno anteriore	5.00	0.49	0.25	0.50	1.80	1.03
sovr. Q1 su fondazione	0	0	0	//	//	//
sovr. Q2 su fondazione	0	0	0	//	//	//
[unità]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]

Nella tabella precedente le coordinate X_{bar} , Y_{bar} sono riferite alla mezzeria della fondazione, ad intradosso. La coordinata X'_{bar} è riferita allo spigolo anteriore della fondazione.

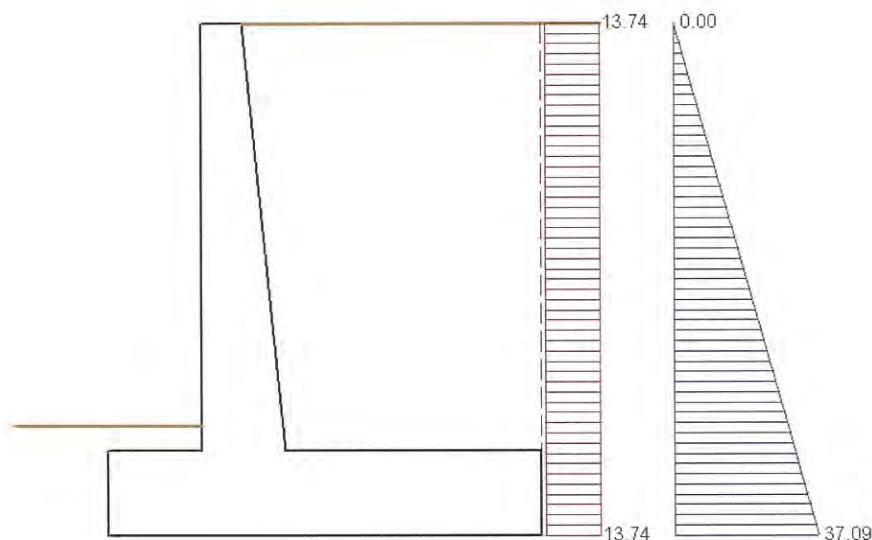
Spinta delle terre e dei sovraccarichi

Con la teoria del cuneo di massima spinta, attraverso la metodologia di calcolo esposta nel precedente paragrafo 7, utilizzando i parametri geotecnici e sismici sotto riepilogati, si calcolano i diagrammi di spinta agenti nella sezione filo posteriore fondazione, riferiti ai differenti scenari di verifica:

tipo verifica	parametri geotecnici	condizione
verifiche geotecniche	$\phi_d = 29.3^\circ$ $\delta_d = 0.0^\circ$ $\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$	M2-Statica
		M2-Sisma+ (sisma verticale verso il basso)
		M2-Sisma- (sisma verticale verso l'alto)
verifiche strutturali	$\phi = 35.0^\circ$ $\delta = 0.0^\circ$ $\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$	M1-Statica
		M1-Sisma+ (sisma verticale verso il basso)
		M1-Sisma- (sisma verticale verso l'alto)

Nelle immagini seguenti si indica a partire dal filo posteriore della fondazione:

- in verde il diagramma della spinta del sovraccarico Q1
- in rosso il diagramma della spinta del sovraccarico Q2
- in blu il diagramma della spinta delle terre



Spinta terre e sovraccarichi ; M2-STATICA



Doc. N.

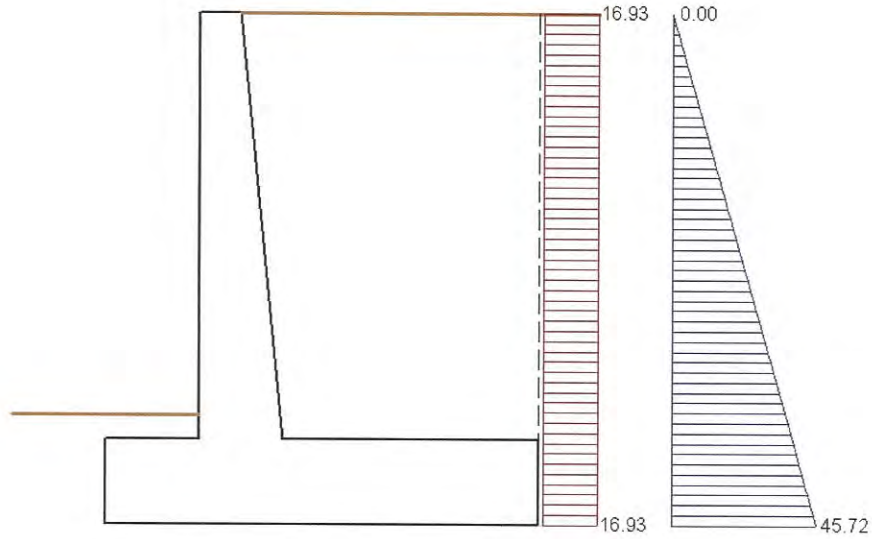
Progetto
INOR

Lotto
11

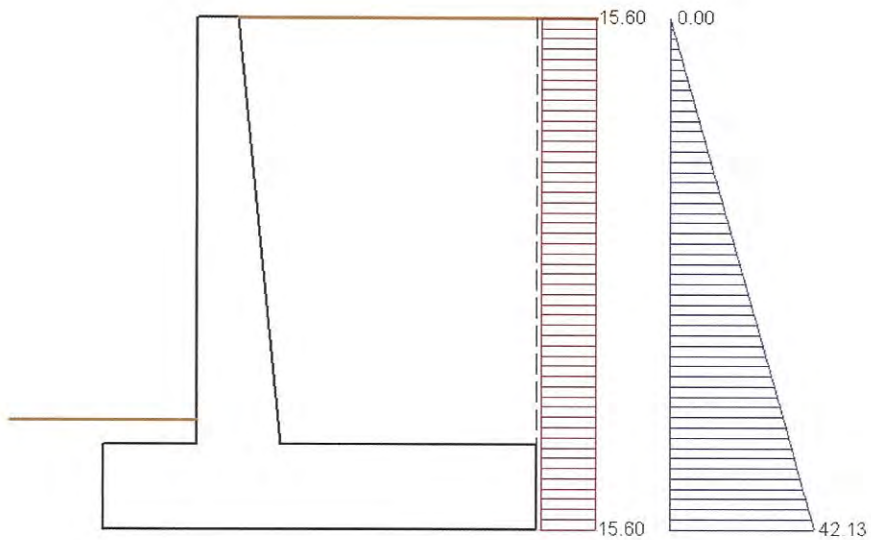
Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001

Rev.
A

Foglio
77 di 123

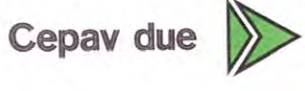


Spinta terre e sovraccarichi ; M2-SISMA+



Spinta terre e sovraccarichi ; M2-SISMA-

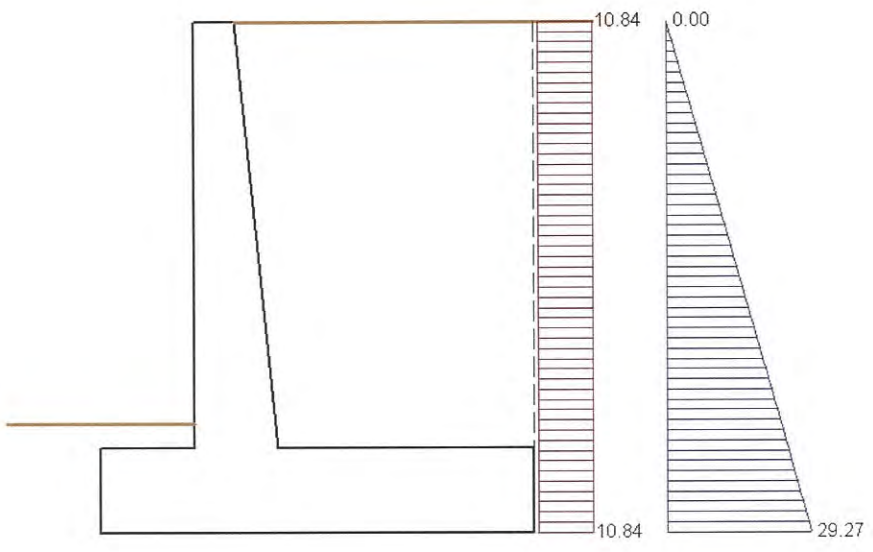
GENERAL CONTRACTOR



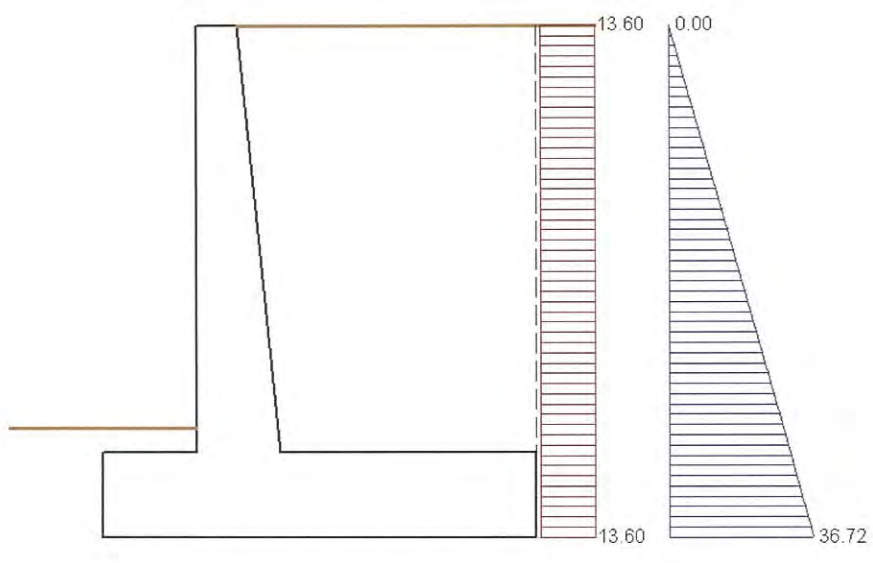
ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL IV 34C 0 001	Rev. A	Foglio 78 di 123
---------	------------------	-------------	--	-----------	---------------------



Spinta terre e sovraccarichi ; M1-STATICA



Spinta terre e sovraccarichi ; M1-SISMA+

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

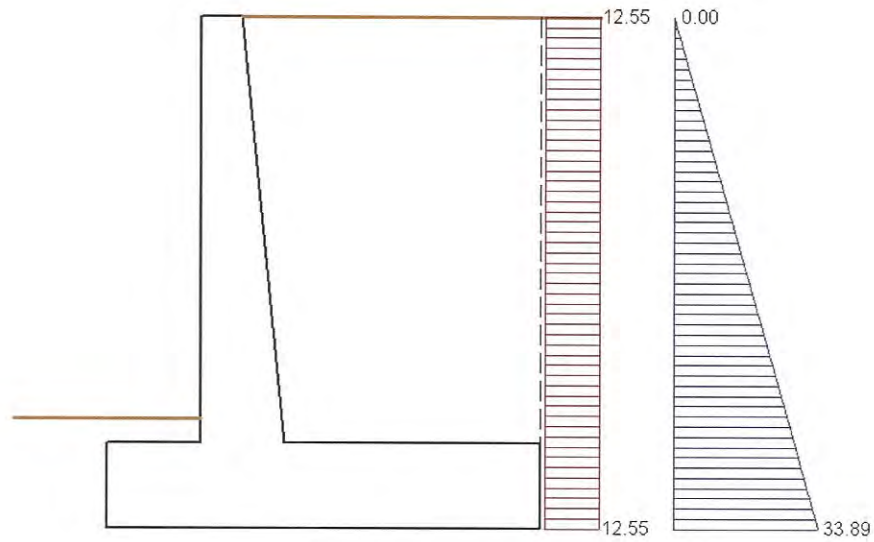
Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001

Rev.
A

Foglio
79 di 123



Spinta terre e sovraccarichi ; M1-SISMA-

Integrando i diagrammi precedenti si calcolano le seguenti risultanti di spinta delle terre e dei sovraccarichi.

M2-GEO	Spinta H	Spinta V	X' Sp.	X Sp.	Y Sp.
spinta terre	100.15	0	4.60	-2.30	1.80
spinta sovraccarico Q1	0	0	4.60	-2.30	2.70
spinta sovraccarico Q2	74.18	0	4.60	-2.30	2.70
[unità]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]
M2-GEO Sisma+	Spinta H	Spinta V	X' Sp.	X Sp.	Y Sp.
spinta terre	123.44	0	4.60	-2.30	1.80
spinta sovraccarico Q1	0	0	4.60	-2.30	2.70
spinta sovraccarico Q2	91.43	0	4.60	-2.30	2.70
[unità]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]
M2-GEO Sisma-	Spinta H	Spinta V	X' Sp.	X Sp.	Y Sp.
spinta terre	113.74	0	4.60	-2.30	1.80
spinta sovraccarico Q1	0	0	4.60	-2.30	2.70
spinta sovraccarico Q2	84.25	0	4.60	-2.30	2.70
[unità]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]
M1-STR	Spinta H	Spinta V	X' Sp.	X Sp.	Y Sp.
spinta terre	79.02	0	4.60	-2.30	1.80
spinta sovraccarico Q1	0	0	4.60	-2.30	2.70
spinta sovraccarico Q2	58.53	0	4.60	-2.30	2.70
[unità]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]
M1-STR Sisma+	Spinta H	Spinta V	X' Sp.	X Sp.	Y Sp.
spinta terre	99.14	0	4.60	-2.30	1.80
spinta sovraccarico Q1	0	0	4.60	-2.30	2.70
spinta sovraccarico Q2	73.44	0	4.60	-2.30	2.70
[unità]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]
M1-STR Sisma-	Spinta H	Spinta V	X' Sp.	X Sp.	Y Sp.
spinta terre	91.49	0	4.60	-2.30	1.80
spinta sovraccarico Q1	0	0	4.60	-2.30	2.70
spinta sovraccarico Q2	67.77	0	4.60	-2.30	2.70
[unità]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]

Nella tabella precedente le coordinate del punto di applicazione del vettore di spinta X_{SP} , Y_{SP} sono riferite alla mezzeria della fondazione, ad intradosso. La coordinata X'_{SP} è riferita allo spigolo anteriore della fondazione.

Azioni in fondazione

Nella tabella sottostante si espongono, per tutte le condizioni di verifica considerate nel paragrafo 6, i contributi apportati dai vari termini sopra esposti :

- al momento stabilizzante e ribaltante, entrambi calcolati rispetto allo spigolo anteriore della fondazione, ad intradosso ;
- allo sforzo assiale N , al taglio V ed al momento M agenti a base fondazione (riferito alla mezzeria della fondazione).

I valori presenti in tabella sono affetti dai coefficienti di combinazione dei carichi esposti nel precedente paragrafo 6. Per ogni combinazione si indica nella prima riga il "sovraccarico principale" cui corrisponde l'effetto più gravoso (W =vento , Q =sovraccarico Q2).



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001Rev.
AFoglio
81 di 123

Momento stabilizzante	EQU	SIS+	SIS-
Accidentale prevalente	Q	Q	Q
Peso muro	303.13	336.81	336.81
Peso terreno secco	745.37	828.19	828.19
Peso terreno anteriore	2.25	2.50	2.50
Inerzia Vert. muro	0	16.60	-16.60
Inerzia Vert. terreno secco	0	40.82	-40.82
Inerzia Vert. terreno anteriore	0	0.12	-0.12
[unità]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]
M Stabilizzante	1050.75	1225.04	1109.97

Momento ribaltante	EQU	SIS+	SIS-
Accidentale prevalente	Q	Q	Q
Spinta attiva terre	198.33	222.23	204.77
spinta attiva sovr. Q2	300.44	123.44	113.74
Inerzia Orizz. muro	0	25.60	25.60
Inerzia Orizz. terreno secco	0	83.79	83.79
Inerzia Orizz. terreno anteriore	0	0.51	0.51
[unità]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]
M Ribaltante	498.77	455.56	428.40

Taglio fondazione	A2 GEO	A2 SIS+	A2 SIS-
Accidentale prevalente	Q	Q	Q
Spinta attiva terre	100.15	123.44	113.74
spinta attiva sovr. Q2	96.44	45.72	42.13
Inerzia Orizz. muro	0	17.46	17.46
Inerzia Orizz. terreno secco	0	26.13	26.13
Inerzia Orizz. terreno anteriore	0	0.49	0.49
[unità]	[kN]	[kN]	[kN]
V Fondazione	196.59	213.24	199.95

Sf.Assiale fondazione	A2 GEO	A2 SIS+	A2 SIS-	SLE QP	SLE RA	A1 STR	A1 SIS+	A1 SIS-
Accidentale prevalente	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q
Peso muro	177.18	177.18	177.18	177.18	177.18	177.18	177.18	177.18
Peso terreno secco	265.05	265.05	265.05	265.05	265.05	265.05	265.05	265.05
Peso terreno anteriore	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
Inerzia Vert. muro	0	8.73	-8.73	0	0	0	8.73	-8.73
Inerzia Vert. terreno secco	0	13.06	-13.06	0	0	0	13.06	-13.06
Inerzia Vert. terreno anteriore	0	0.25	-0.25	0	0	0	0.25	-0.25
[unità]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
N Fondazione	447.24	469.28	425.20	447.24	447.24	447.24	469.28	425.20

Momento fondazione	A2 GEO	A2 SIS+	A2 SIS-	SLE QP	SLE RA	A1 STR	A1 SIS+	A1 SIS-
Accidentale prevalente	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q
Spinta attiva terre	180.30	222.23	204.77	142.27	142.27	184.95	178.49	164.72
spinta attiva sovr. Q2	260.38	123.44	113.74	0	158.04	237.06	99.14	91.49
Inerzia Orizz. muro	0	25.60	25.60	0	0	0	25.60	25.60
Inerzia Orizz. terreno secco	0	83.79	83.79	0	0	0	83.79	83.79
Inerzia Orizz. terreno anteriore	0	0.51	0.51	0	0	0	0.51	0.51
Peso muro	70.71	70.71	70.71	70.71	70.71	70.71	70.71	70.71
Peso terreno secco	-218.57	-218.57	-218.57	-218.57	-218.57	-218.57	-218.57	-218.57
Peso terreno anteriore	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00
Inerzia Vert. muro	0	3.48	-3.48	0	0	0	3.48	-3.48
Inerzia Vert. terreno secco	0	-10.77	10.77	0	0	0	-10.77	10.77
Inerzia Vert. terreno anteriore	0	0.44	-0.44	0	0	0	0.44	-0.44
[unità]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]
M Fondazione	301.83	309.86	296.39	3.41	161.45	283.15	241.82	234.09

10.3.1 Verifiche geotecniche

Verifica a ribaltamento

Si riporta nella tabella sottostante, per le tre condizioni di verifica considerate:

- il momento stabilizzante delle componenti verticali ;
- il momento ribaltante delle componenti orizzontali ;
- il coefficiente di sicurezza a ribaltamento ;

Condizione	EQU	SIS+	SIS-	
Accidentale prevalente	Q	Q	Q	
Momento stabilizzante	1050.75	1225.04	1109.97	[kN.m]
Momento ribaltante	498.77	455.56	428.40	[kN.m]
Sicurezza a ribaltamento	2.11	2.69	2.59	

Sicurezza a scorrimento

Si riporta nella tabella sottostante, per le tre condizioni di verifica considerate:

- il taglio agente a base fondazione ;
- lo sforzo assiale agente perpendicolarmente al piano di scorrimento ;
- la massima forza resistente allo scorrimento, per la cui definizione si rimanda al par. 8.1.1 ;
- il coefficiente di sicurezza a scorrimento.

Condizione	A2 GEO	A2 SIS+	A2 SIS-	
Accidentale prevalente	Q	Q	Q	
Taglio a base fondazione	196.59	213.24	199.95	[kN]
Sf. Assiale a base fondazione	447.24	469.28	425.20	[kN]
Forza di attrito massima	259.95	272.77	247.14	[kN]
Sicurezza a scorrimento	1.32	1.28	1.24	

Verifica di portanza del terreno di fondazione

Nella tabella sottostante si elencano, per le tre condizioni di verifica considerate:

- lo sforzo assiale, il momento ed il taglio agenti a base fondazione ;
- la dimensione ridotta della fondazione B' ;
- la pressione di contatto fondazione terreno σ_{terr} ;
- il coefficiente di sicurezza della verifica di capacità portante .

Si riportano quindi tutte le grandezze necessarie al calcolo della pressione di contatto limite fondazione terreno $\sigma_{T,max}$, per la cui definizione si rimanda al paragrafo 8.1.3.

Condizione	A2 GEO	A2 SIS+	A2 SIS-	
Accidentale prevalente	Q	Q	Q	
Taglio a base fondazione	196.59	213.24	199.95	[kN]
Sf. Assiale a base fondazione	447.24	469.28	425.20	[kN]
Momento a base fondazione	301.83	309.86	296.39	[kN.m]
dimensione ridotta fondazione B'	3.25	3.28	3.21	[m]
Pressione fondazione/terreno	137.60	143.10	132.63	[kPa]
Tensione limite in cond. drenate	170.54	158.77	149.35	[kPa]
Sicurezza a collasso	1.24	1.11	1.13	

Capacità portante drenata	A2 GEO	A2 SIS+	A2 SIS-	
q'	21.85	21.85	21.85	[kPa]
Nq	18.75	18.75	18.75	
sq	1.00	1.00	1.00	
dq	1.10	1.10	1.10	

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001

Rev.
A

Foglio
83 di 123

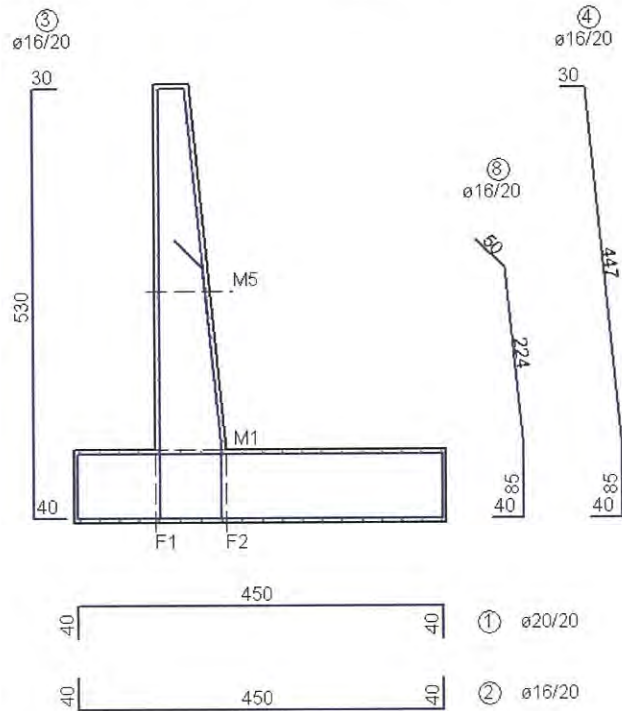
iq	0.29	0.28	0.26
gq	1.00	1.00	1.00
gamma'	10.00	10.00	10.00
Eff. cinemat.	1.00	0.92	0.92
Ng	15.48	15.48	15.48
sg	1.00	1.00	1.00
dg	1.00	1.00	1.00
ig	0.16	0.15	0.14
gg	1.00	1.00	1.00

[kPa/m]

10.3.2 Verifiche strutturali

Si riportano nei paragrafi che seguono le principali verifiche strutturali della fondazione e della elevazione del muro.

L'immagine posta sotto rappresenta schematicamente le armature del muro e l'ubicazioni delle sezioni di verifica.



Sollecitazioni agenti nella fondazione

Nelle immagini seguenti si riporta, per le condizioni di verifica considerate:

- in alto: il diagramma delle pressioni agenti ad estradosso ed intradosso fondazione calcolate come specificato all'interno del precedente paragrafo 8.2.1., valori in KPa ;
- in blu: il diagramma dei tagli agenti in fondazione, valori in kN ;
- in verde: il diagramma dei momenti flettenti agenti in fondazione, valori in kN.m .

Le sollecitazioni sono, ovviamente, riferite ad una striscia di fondazione profonda 1 m.



Doc. N.

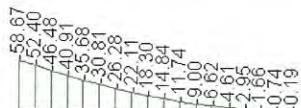
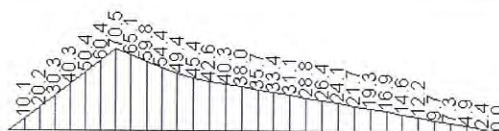
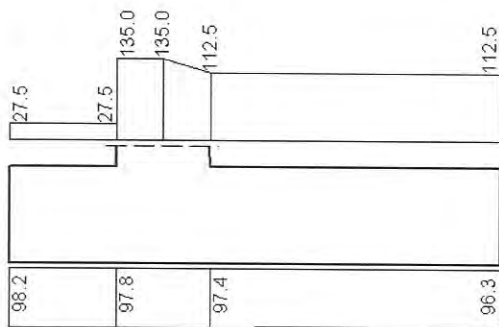
Progetto
INOR

Lotto
11

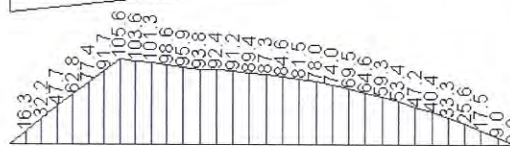
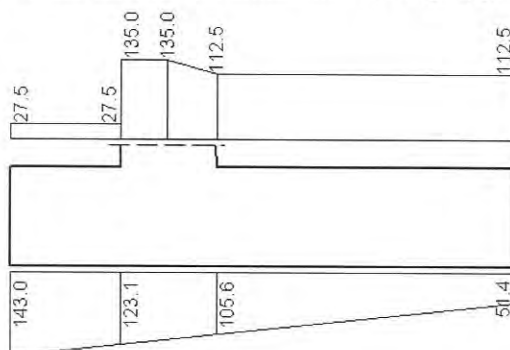
Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001

Rev.
A

Foglio
85 di 123



Sollecitazioni in fondazione - SLE QP (Q)



Sollecitazioni in fondazione - SLE RA (Q)

Doc. N.

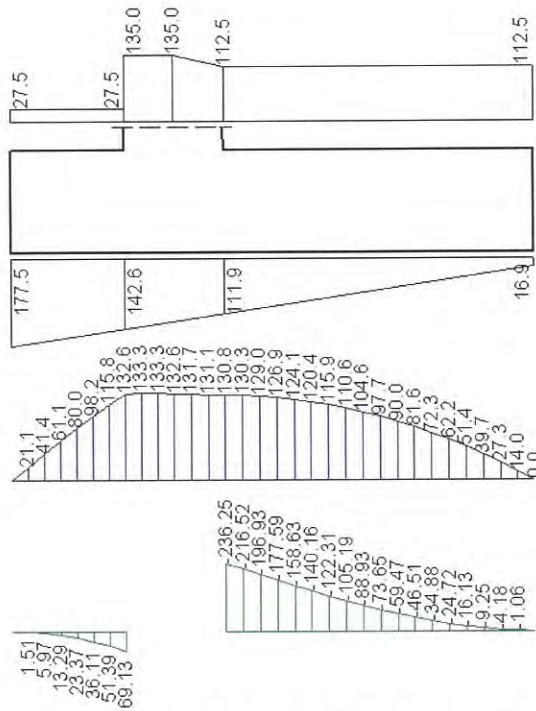
Progetto
INOR

Lotto
11

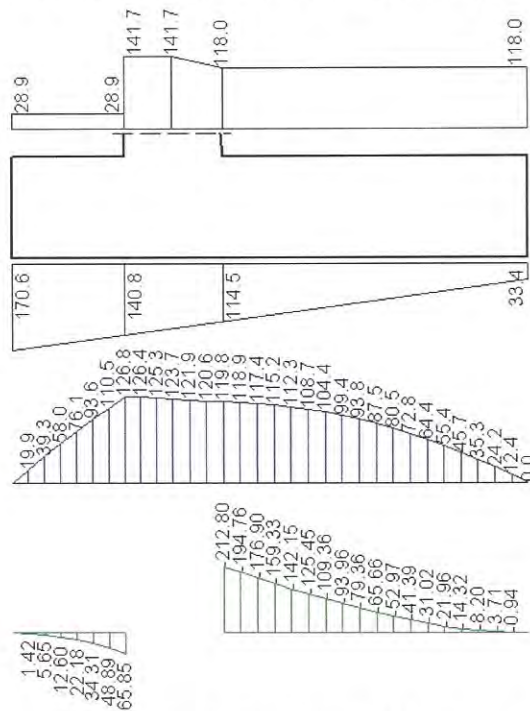
Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001

Rev.
A

Foglio
86 di 123



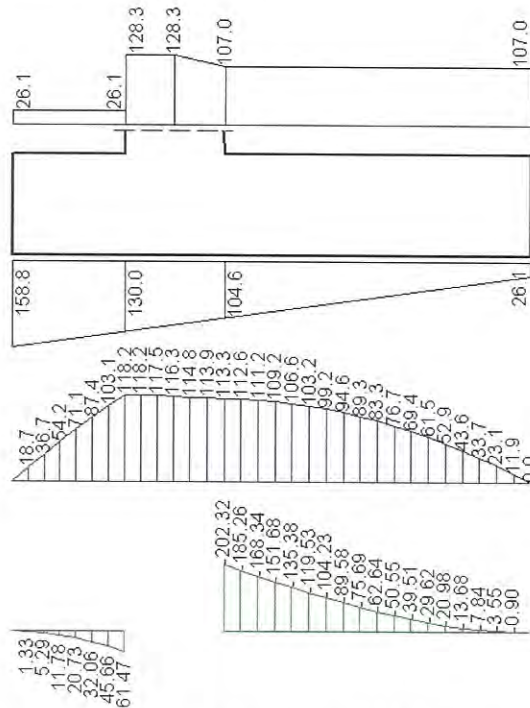
Sollecitazioni in fondazione - A1 STR (Q)



Sollecitazioni in fondazione - A1 SIS+ (Q)



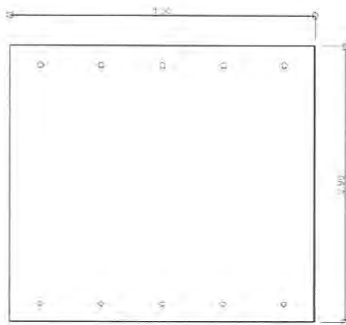
Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001Rev.
AFoglio
87 di 123

Sollecitazioni in fondazione - A1 SIS- (Q)

Si riportano nelle pagine seguenti le verifiche di resistenza delle sezioni resistenti della fondazione.

Sezione F1: sbalzo anteriore fondazione



DESCRIZIONE DELL'ARMATURA ORDINARIA

5. $\phi 16$ mm a 6. cm da intradosso

5. $\phi 20$ mm a 83.8 cm da intradosso

AREA ARMATURE = 25.76 (cm²)

DISTANZA DA INTRADOSSO SEZIONE = 53.44 (cm)

SEZIONE SOLO CALCESTRUZZO

AREA DELLA SEZIONE = 9000.0 (cm²)

ALTEZZA DELLA SEZIONE = 90.0 (cm)

DISTANZA BARICENTRO DA INTRADOSSO = 45.0 (cm)

MOMENTO D'INERZIA BARICENTRICO = 0.06075 (m⁴)

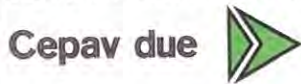
MODULO DI RESISTENZA SUPERIORE = 0.135 (m³)

MODULO DI RESISTENZA INFERIORE = 0.135 (m³)

SEZIONE OMOGENEIZZATA

AREA DELLA SEZIONE = 9360.655 (cm²)

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001Rev.
AFoglio
88 di 123

ALTEZZA DELLA SEZIONE = 90.0 (cm)
 DISTANZA BARICENTRO DA INTRADOSSO = 45.32514 (cm)
 MOMENTO D'INERZIA BARICENTRICO = 0.066191 (m⁴)
 MODULO DI RESISTENZA SUPERIORE = 0.148163 (m³)
 MODULO DI RESISTENZA INFERIORE = 0.146037 (m³)

TASSI DI LAVORO IN COMBINAZIONE SLE QUASI PERMANENTE

MOMENTO DI PROGETTO = 35.27 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 COMPRESSIONE MASSIMA CLS = -0.558 (N/mm²)
 TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO = 44.276 (N/mm²)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 13.36 (cm)
 BRACCIO DI LEVA INTERNO = 79.55 (cm)

Verifica a fessurazione (par. 4.1.2.2.4.1 NTC 2008)

Si procede al calcolo del momento di formazione della fessura:

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{resistenza media a trazione})$$

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.45 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{tensione corrispondente al momento di formazione della fessura})$$

$$\chi = N/M = 0.000 \text{ 1/mm} \quad (\text{rapporto tra azione assiale e momento flettente; } \underline{N} \text{ negativo se di compressione, } M \text{ in modulo})$$

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = \text{segno}(M_d) \cdot \sigma_t \cdot \left(\frac{\chi}{A_{omog}} + \frac{1}{W_{omog}} \right)^{-1} = 358 \text{ kN.m} > M_d = 35 \text{ kN.m}$$

Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto.

TASSI DI LAVORO IN COMBINAZIONE SLE RARA

MOMENTO DI PROGETTO = 54.39 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 COMPRESSIONE MASSIMA CLS = -0.861 (N/mm²)
 TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO = 68.283 (N/mm²)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 13.36 (cm)
 BRACCIO DI LEVA INTERNO = 79.55 (cm)

Verifica a fessurazione (par. 4.1.2.2.4.1 NTC 2008)

Si procede al calcolo del momento di formazione della fessura:

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{resistenza media a trazione})$$

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.45 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{tensione corrispondente al momento di formazione della fessura})$$

$$\chi = N/M = 0.000 \text{ 1/mm} \quad (\text{rapporto tra azione assiale e momento flettente; } \underline{N} \text{ negativo se di compressione, } M \text{ in modulo})$$

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = \text{segno}(M_d) \cdot \sigma_t \cdot \left(\frac{\chi}{A_{omog}} + \frac{1}{W_{omog}} \right)^{-1} = 358 \text{ kN.m} > M_d = 54 \text{ kN.m}$$

Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto.

SICUREZZA A ROTTURA IN COMBINAZIONE SLU STR

MOMENTO DI PROGETTO = 69.12 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 MOMENTO DI ROTTURA = 333.98 (KN.m)
 SFORZO DI ROTTURA = 2.20 (KN.m)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 4.92 (cm)
 DOMINIO 3, Mr/Md = 4.83

**SICUREZZA A ROTTURA IN COMBINAZIONE SLU SISMA (+/-)**

MOMENTO DI PROGETTO = 65.83 (KN.m)

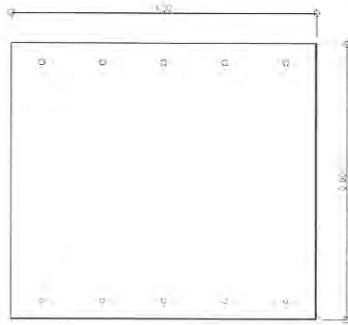
SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)

MOMENTO DI ROTTURA = 333.98 (KN.m)

SFORZO DI ROTTURA = 2.20 (KN.m)

DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 4.92 (cm)

DOMINIO 3, Mr/Md = 5.07

Sezione F2: sbalzo posteriore fondazione**DESCRIZIONE DELL'ARMATURA ORDINARIA**

5. ø16 mm a 6. cm da intradosso

5. ø20 mm a 83.8 cm da intradosso

AREA ARMATURE = 25.76 (cm²)

DISTANZA DA INTRADOSSO SEZIONE = 53.44 (cm)

SEZIONE SOLO CALCESTRUZZOAREA DELLA SEZIONE = 9000.0 (cm²)

ALTEZZA DELLA SEZIONE = 90.0 (cm)

DISTANZA BARICENTRO DA INTRADOSSO = 45.0 (cm)

MOMENTO D'INERZIA BARICENTRICO = 0.06075 (m⁴)MODULO DI RESISTENZA SUPERIORE = 0.135 (m³)MODULO DI RESISTENZA INFERIORE = 0.135 (m³)**SEZIONE OMOGENEIZZATA**AREA DELLA SEZIONE = 9360.655 (cm²)

ALTEZZA DELLA SEZIONE = 90.0 (cm)

DISTANZA BARICENTRO DA INTRADOSSO = 45.32514 (cm)

MOMENTO D'INERZIA BARICENTRICO = 0.066191 (m⁴)MODULO DI RESISTENZA SUPERIORE = 0.148163 (m³)MODULO DI RESISTENZA INFERIORE = 0.146037 (m³)**TASSI DI LAVORO IN COMBINAZIONE SLE QUASI PERMANENTE**

MOMENTO DI PROGETTO = -58.66 (KN.m)

SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)

COMPRESSIONE MASSIMA CLS = -0.801 (N/mm²)TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO = 47.782 (N/mm²)

DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 16.83 (cm)

BRACCIO DI LEVA INTERNO = 78.07 (cm)

Verifica a fessurazione (par. 4.1.2.2.4.1 NTC 2008)

Si procede al calcolo del momento di formazione della fessura:

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{resistenza media a trazione})$$

$$\sigma_{\epsilon} = f_{ctm} / 1.2 = 2.45 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{tensione corrispondente al momento di formazione della fessura})$$

$$\chi = N/M = 0.000 \text{ 1/mm} \quad (\text{rapporto tra azione assiale e momento flettente; } \underline{N} \text{ negativo se di compressione, } \underline{M} \text{ in modulo})$$

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001Rev.
AFoglio
90 di 123

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = segno(M_d) \cdot \sigma_t \cdot \left(\frac{\chi}{A_{omog}} + \frac{1}{W_{omog}} \right)^{-1} = -363 \text{ kN.m} > M_d = -59 \text{ kN.m}$$

Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto.

TASSI DI LAVORO IN COMBINAZIONE SLE RARA

MOMENTO DI PROGETTO = -158.99 (KN.m)

SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)

COMPRESSIONE MASSIMA CLS = -2.170 (N/mm²)TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO = 129.492 (N/mm²)

DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 16.83 (cm)

BRACCIO DI LEVA INTERNO = 78.07 (cm)

Verifica a fessurazione (par. 4.1.2.2.4.1 NTC 2008)

Si procede al calcolo del momento di formazione della fessura:

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{resistenza media a trazione})$$

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.45 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{tensione corrispondente al momento di formazione della fessura})$$

$$\chi = N/M = 0.000 \text{ 1/mm} \quad (\text{rapporto tra azione assiale e momento flettente; } \underline{N} \text{ negativo se di compressione, } \underline{M} \text{ in modulo})$$

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = segno(M_d) \cdot \sigma_t \cdot \left(\frac{\chi}{A_{omog}} + \frac{1}{W_{omog}} \right)^{-1} = -363 \text{ kN.m} > M_d = -159 \text{ kN.m}$$

Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto.

SICUREZZA A ROTTURA IN COMBINAZIONE SLU STR

MOMENTO DI PROGETTO = -236.24 (KN.m)

SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)

MOMENTO DI ROTTURA = -505.43 (KN.m)

SFORZO DI ROTTURA = 2.14 (KN.m)

DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 5.18 (cm)

DOMINIO 3, Mr/Md = 2.14

SICUREZZA A ROTTURA IN COMBINAZIONE SLU SISMA (+/-)

MOMENTO DI PROGETTO = -212.79 (KN.m)

SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)

MOMENTO DI ROTTURA = -505.43 (KN.m)

SFORZO DI ROTTURA = 2.14 (KN.m)

DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 5.18 (cm)

DOMINIO 3, Mr/Md = 2.38

Verifica a taglio

La sezione avente minima sicurezza a rottura è posta a 1.00 m da ciglio anteriore fondazione:

- sezione di riferimento per la verifica a taglio: sezione F1

- scenario in cui si registra la sicurezza minima: SLU STR

Resistenza a taglio dell'elemento privo di armature (par. 4.1.2.1.3.1 NTC 2008):

$$V_{Rd} = [0.18 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \sigma_{cp}] b_w d \geq (v_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) b_w d$$

In cui:

f_{ck} = resistenza caratteristica cilindrica = 30 Mpa

$\gamma_c = 1.5$

b_w = larghezza sezione = 1000 mm

d = altezza utile della sezione = 840 mm

A_{sl} = area armatura longitudinale tesa = 1005 mm²

$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1.49 (\leq 2)$

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001

Rev.
A

Foglio
91 di 123

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ = rapporto geom. di armatura longitudinale = 0.001 (≤ 0.02)

$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c$ = tensione media di compressione = 0.00 Mpa ($\leq 0.2 f_{ck} / \gamma_c$)

$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.349$

sollecitazioni di progetto:

$V_{ed} = 133$ kN

$N_{ed} =$ (si assume cautelativamente) = 0 kN

Risulta in base alle formule precedenti: $V_{Rd} = 293$ kN > $V_{ed} = 133$ kN

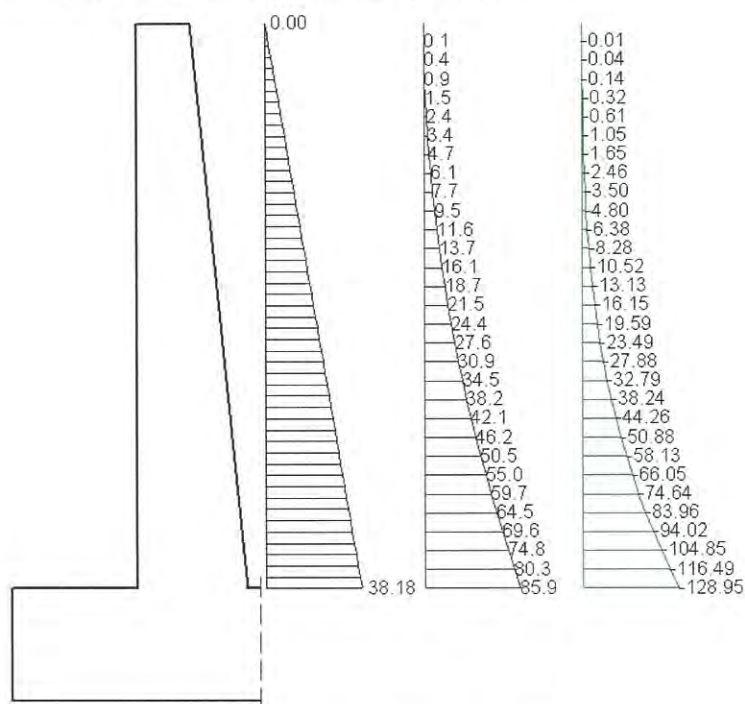
Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001Rev.
AFoglio
92 di 123**Sollecitazioni agenti nell'elevazione**

Nelle immagini seguenti si riporta, per le condizioni di verifica considerate:

- solo per gli scenari sismici: il diagramma delle pressioni corrispondenti alle inerzie sismiche del muro, del terreno presente al di sopra della fondazione, dei sovraccarichi presenti al di sopra della fondazione e, se presenti, delle barriere ;
- per tutte le condizioni: il diagramma delle pressioni di spinta delle terre ;
- In blu: il diagramma dei tagli agenti nell'elevazione, valori in kN ;
- In verde: il diagramma dei momenti flettenti agenti nell'elevazione, valori in kN.m .

Le sollecitazioni sono, ovviamente, riferite ad una striscia di muro profonda 1 m.



Sollecitazioni agenti sul muro - SLE QP (Q)

Doc. N.

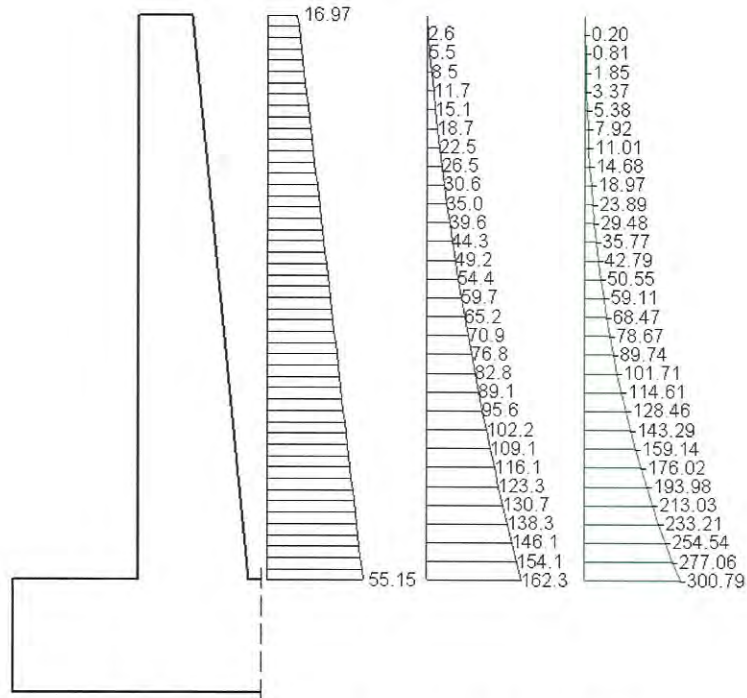
Progetto
INOR

Lotto
11

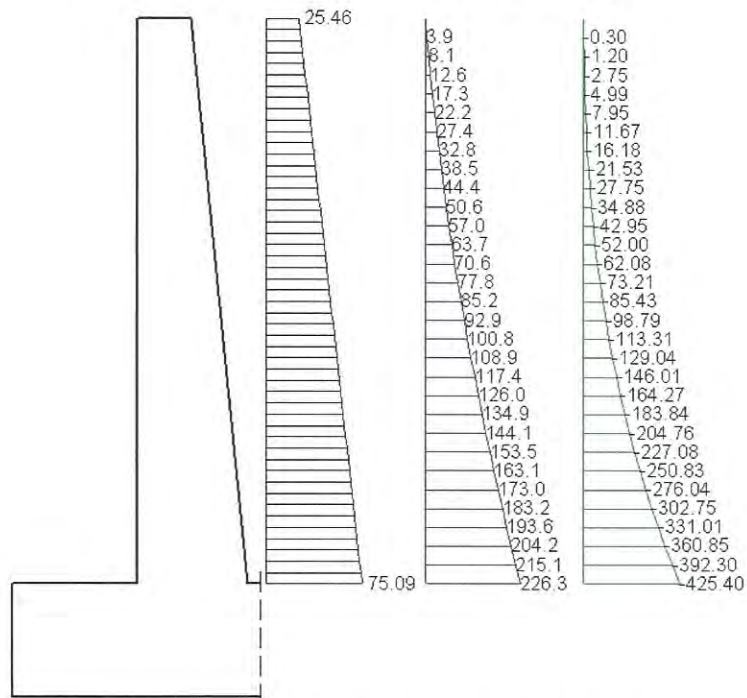
Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001

Rev.
A

Foglio
93 di 123



Sollecitazioni agenti sul muro - SLE RA (Q)



Sollecitazioni agenti sul muro - A1 STR (Q)

Doc. N.

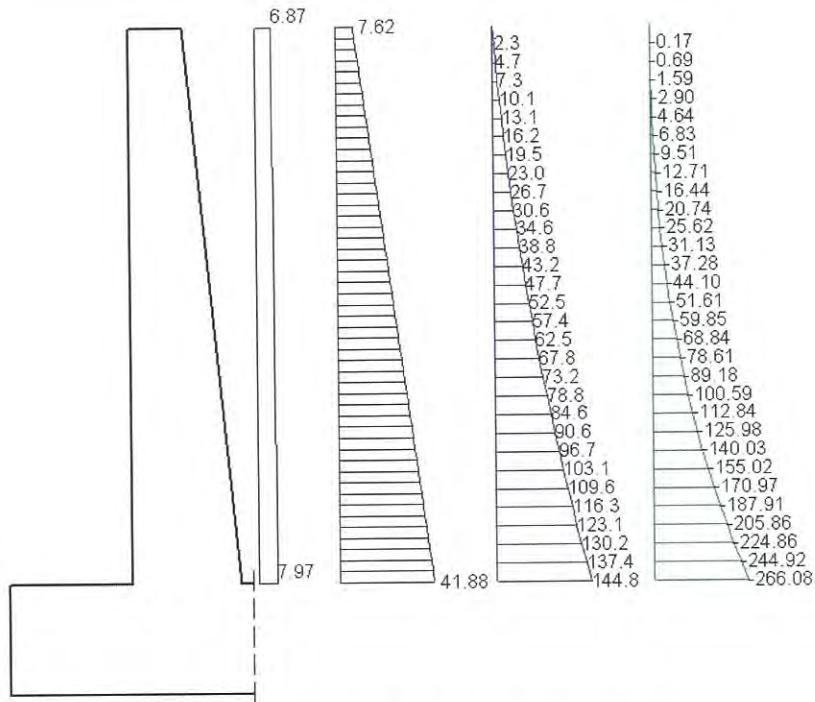
Progetto
INOR

Lotto
11

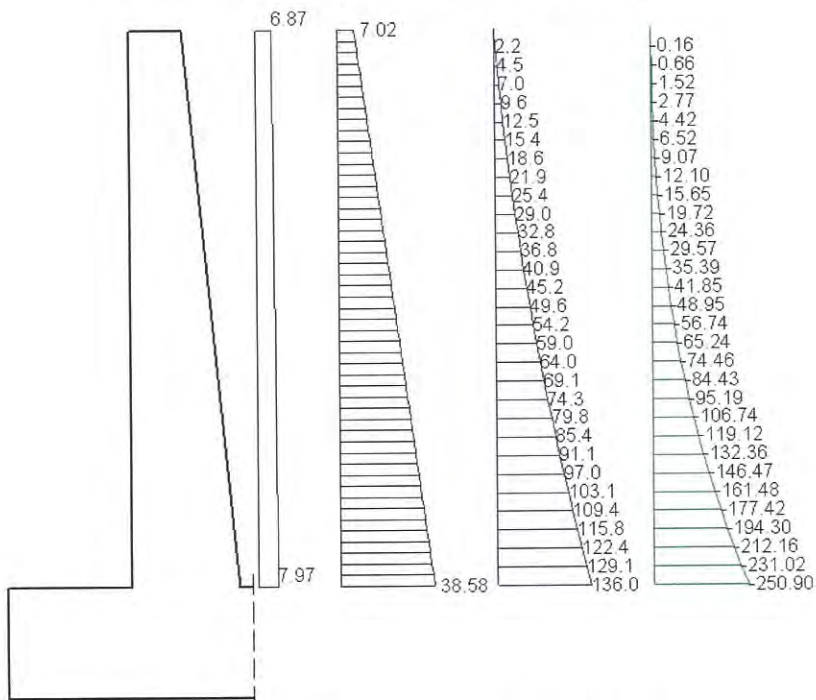
Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001

Rev.
A

Foglio
94 di 123

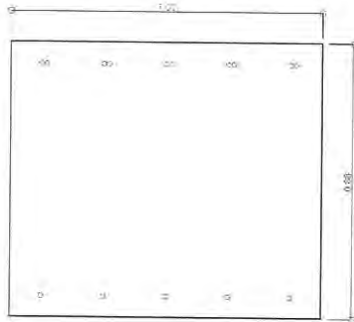


Sollecitazioni agenti sul muro - A1 SIS+ (Q)



Sollecitazioni agenti sul muro - A1 SIS- (Q)

Si riportano nelle pagine seguenti le verifiche di resistenza delle sezioni resistenti della elevazione.

**Sezione M1: base muro****DESCRIZIONE DELL'ARMATURA ORDINARIA**5. $\phi 16$ mm a 6.8 cm da intradosso5. $\phi 16$ mm a 81.2 cm da intradosso5. $\phi 16$ mm a 81.2 cm da intradossoAREA ARMATURE = 30.16 (cm²)

DISTANZA DA INTRADOSSO SEZIONE = 56.40 (cm)

SEZIONE SOLO CALCESTRUZZOAREA DELLA SEZIONE = 8799.53 (cm²)

ALTEZZA DELLA SEZIONE = 87.9953 (cm)

DISTANZA BARICENTRO DA INTRADOSSO = 43.99765 (cm)

MOMENTO D'INERZIA BARICENTRICO = 0.05678 (m⁴)MODULO DI RESISTENZA SUPERIORE = 0.129053 (m³)MODULO DI RESISTENZA INFERIORE = 0.129053 (m³)**SEZIONE OMOGENEIZZATA**AREA DELLA SEZIONE = 9221.761 (cm²)

ALTEZZA DELLA SEZIONE = 87.9953 (cm)

DISTANZA BARICENTRO DA INTRADOSSO = 44.56536 (cm)

MOMENTO D'INERZIA BARICENTRICO = 0.062593 (m⁴)MODULO DI RESISTENZA SUPERIORE = 0.144124 (m³)MODULO DI RESISTENZA INFERIORE = 0.140452 (m³)**TASSI DI LAVORO IN COMBINAZIONE SLE QUASI PERMANENTE**

MOMENTO DI PROGETTO = -128.95 (KN.m)

SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)

COMPRESSIONE MASSIMA CLS = -1.685 (N/mm²)TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO = 85.543 (N/mm²)

DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 18.52 (cm)

BRACCIO DI LEVA INTERNO = 74.93 (cm)

Verifica a fessurazione (par. 4.1.2.2.4.1 NTC 2008)

Si procede al calcolo del momento di formazione della fessura:

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{resistenza media a trazione})$$

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.45 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{tensione corrispondente al momento di formazione della fessura})$$


$$\chi = N/M = 0.000 \text{ 1/mm} \quad (\text{rapporto tra azione assiale e momento flettente; } \underline{N} \text{ negativo se di compressione, } \underline{M} \text{ in modulo})$$

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = \text{segno}(M_d) \cdot \sigma_t * \left(\frac{\chi}{A_{omog}} + \frac{1}{W_{omog}} \right)^{-1} = -353 \text{ kN.m} > M_d = -129 \text{ kN.m}$$

Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto.

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due 

ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001Rev.
AFoglio
96 di 123**TASSI DI LAVORO IN COMBINAZIONE SLE RARA**

MOMENTO DI PROGETTO = -300.78 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 COMPRESSIONE MASSIMA CLS = -3.930 (N/mm²)
 TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO = 199.538 (N/mm²)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 18.52 (cm)
 BRACCIO DI LEVA INTERNO = 74.93 (cm)

Verifica a fessurazione (par. 4.1.2.2.4.1 NTC 2008)

Si procede al calcolo del momento di formazione della fessura:

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{resistenza media a trazione})$$

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.45 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{tensione corrispondente al momento di formazione della fessura})$$

$$\chi = N/M = 0.000 \text{ 1/mm} \quad (\text{rapporto tra azione assiale e momento flettente; } N \text{ negativo se di compressione, } M \text{ in modulo})$$

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = \text{segno}(M_d) \cdot \sigma_t \cdot \left(\frac{\chi}{A_{omog}} + \frac{1}{W_{omog}} \right)^{-1} = -353 \text{ kN.m} > M_d = -301 \text{ kN.m}$$

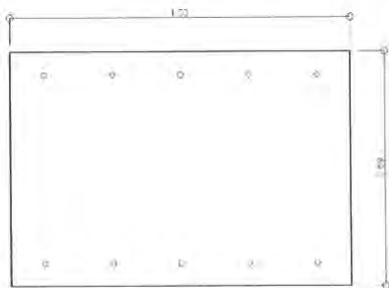
Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto.

SICUREZZA A ROTTURA IN COMBINAZIONE SLU STR

MOMENTO DI PROGETTO = -425.38 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 MOMENTO DI ROTTURA = -621.09 (KN.m)
 SFORZO DI ROTTURA = 2.52 (KN.m)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 6.14 (cm)
 DOMINIO 3, Mr/Md = 1.46

SICUREZZA A ROTTURA IN COMBINAZIONE SLU SISMA (+/-)

MOMENTO DI PROGETTO = -266.07 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 MOMENTO DI ROTTURA = -621.09 (KN.m)
 SFORZO DI ROTTURA = 2.52 (KN.m)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 6.14 (cm)
 DOMINIO 3, Mr/Md = 2.33

Sezione M5: sezione di ancoraggio posizione 8**DESCRIZIONE DELL'ARMATURA ORDINARIA**

5. $\phi 16$ mm a 6.8 cm da intradosso
 5. $\phi 16$ mm a 61.7 cm da intradosso
 AREA ARMATURE = 20.11 (cm²)
 DISTANZA DA INTRADOSSO SEZIONE = 34.27 (cm)



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001Rev.
AFoglio
97 di 123**SEZIONE SOLO CALCESTRUZZO**

AREA DELLA SEZIONE = 6854.18 (cm²)
 ALTEZZA DELLA SEZIONE = 68.5418 (cm)
 DISTANZA BARICENTRO DA INTRADOSSO = 34.2709 (cm)
 MOMENTO D'INERZIA BARICENTRICO = 0.026834 (m⁴)
 MODULO DI RESISTENZA SUPERIORE = 0.0783 (m³)
 MODULO DI RESISTENZA INFERIORE = 0.0783 (m³)

SEZIONE OMOGENEIZZATA

AREA DELLA SEZIONE = 7135.667 (cm²)
 ALTEZZA DELLA SEZIONE = 68.5418 (cm)
 DISTANZA BARICENTRO DA INTRADOSSO = 34.2709 (cm)
 MOMENTO D'INERZIA BARICENTRICO = 0.028958 (m⁴)
 MODULO DI RESISTENZA SUPERIORE = 0.084498 (m³)
 MODULO DI RESISTENZA INFERIORE = 0.084498 (m³)

TASSI DI LAVORO IN COMBINAZIONE SLE QUASI PERMANENTE

MOMENTO DI PROGETTO = -23.62 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 COMPRESSIONE MASSIMA CLS = -0.635 (N/mm²)
 TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO = 40.814 (N/mm²)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 11.68 (cm)
 BRACCIO DI LEVA INTERNO = 57.51 (cm)

Verifica a fessurazione (par. 4.1.2.2.4.1 NTC 2008)

Si procede al calcolo del momento di formazione della fessura:

$$\begin{aligned}
 f_{ctm} &= 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ N/mm}^2 && \text{(resistenza media a trazione)} \\
 \sigma_t &= f_{ctm} / 1.2 = 2.45 \text{ N/mm}^2 && \text{(tensione corrispondente al momento di formazione della fessura)} \\
 \chi &= N/M = 0.000 \text{ 1/mm} && \text{(rapporto tra azione assiale e momento flettente; N negativo se di compressione, M in modulo)}
 \end{aligned}$$

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = \text{segno}(M_d) \cdot \sigma_t \cdot \left(\frac{\chi}{A_{omog}} + \frac{1}{W_{omog}} \right)^{-1} = -207 \text{ kN.m} > M_d = -24 \text{ kN.m}$$

Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto.

TASSI DI LAVORO IN COMBINAZIONE SLE RARA

MOMENTO DI PROGETTO = -79.00 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 COMPRESSIONE MASSIMA CLS = -2.123 (N/mm²)
 TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO = 136.492 (N/mm²)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 11.68 (cm)
 BRACCIO DI LEVA INTERNO = 57.51 (cm)

Verifica a fessurazione (par. 4.1.2.2.4.1 NTC 2008)

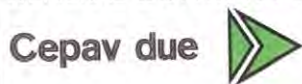
Si procede al calcolo del momento di formazione della fessura:

$$\begin{aligned}
 f_{ctm} &= 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ N/mm}^2 && \text{(resistenza media a trazione)} \\
 \sigma_t &= f_{ctm} / 1.2 = 2.45 \text{ N/mm}^2 && \text{(tensione corrispondente al momento di formazione della fessura)} \\
 \chi &= N/M = 0.000 \text{ 1/mm} && \text{(rapporto tra azione assiale e momento flettente; N negativo se di compressione, M in modulo)}
 \end{aligned}$$

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = \text{segno}(M_d) \cdot \sigma_t \cdot \left(\frac{\chi}{A_{omog}} + \frac{1}{W_{omog}} \right)^{-1} = -207 \text{ kN.m} > M_d = -79 \text{ kN.m}$$

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001Rev.
AFoglio
98 di 123

Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto.

SICUREZZA A ROTTURA IN COMBINAZIONE SLU STR

MOMENTO DI PROGETTO = -113.78 (KN.m)

SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)

MOMENTO DI ROTTURA = -248.50 (KN.m)

SFORZO DI ROTTURA = 1.36 (KN.m)

DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 4.87 (cm)

DOMINIO 3, Mr/Md = 2.18

SICUREZZA A ROTTURA IN COMBINAZIONE SLU SISMA (+/-)

MOMENTO DI PROGETTO = -69.13 (KN.m)

SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)

MOMENTO DI ROTTURA = -248.50 (KN.m)

SFORZO DI ROTTURA = 1.36 (KN.m)

DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 4.87 (cm)

DOMINIO 3, Mr/Md = 3.59

Verifica a taglio

La sezione avente minima sicurezza a rottura è posta a 0.00 m da base muro:

- sezione di riferimento per la verifica a taglio: sezione M1
- scenario in cui si registra la sicurezza minima: SLU STR

Resistenza a taglio dell'elemento privo di armature (par. 4.1.2.1.3.1 NTC 2008):

$$V_{Rd} = [0.18 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \sigma_{cp}] b_w d \geq (v_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) b_w d$$

In cui:

f_{ck} = resistenza caratteristica cilindrica = 30 Mpa

$\gamma_c = 1.5$

b_w = larghezza sezione = 1000 mm

d = altezza utile della sezione = 812 mm

A_{sl} = area armatura longitudinale tesa = 2011 mm²

$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1.50 (\leq 2)$

$\rho_l = A_{sl} / (b_w d) =$ rapporto geom. di armatura longitudinale = 0.002 (≤ 0.02)

$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c =$ tensione media di compressione = 0.00 Mpa ($\leq 0.2 f_{ck} / \gamma_c$)

$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.352$

sollecitazioni di progetto:

$V_{ed} = 226$ kN

$N_{ed} =$ (si assume cautelativamente) = 0 kN

Risulta in base alle formule precedenti: $V_{Rd} = 286$ kN > $V_{ed} = 226$ kN



10.4 Tipologico IV34_SSC_7

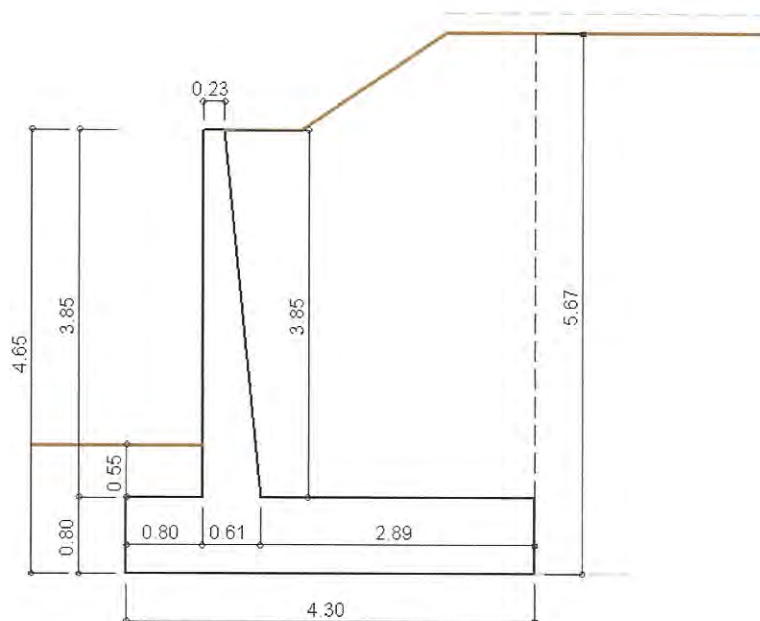
La geometria del muro è posta in evidenza nella figura sotto riportata; si riepilogano nel seguito le dimensioni principali:

larghezza muro (fondazione)	4.30 [m]
altezza fondazione	0.80 [m]
altezza elevazione	3.85 [m]
sbordo anteriore fondazione	0.80 [m]
sbordo posteriore fondazione	2.89 [m]
spessore elevazione alla base	0.61 [m]
spessore elevazione in sommità	0.23 [m]

inclinazione paramento anteriore elevazione	0.0 [°]
inclinazione paramento posteriore elevazione	5.7 [°]
altezza terreno anteriore	0.55 [m]
altezza terreno a filo muro	3.85 [m]
altezza terreno a tergo fondazione	5.67 [m]
quota falda da intradosso fondazione	0.00 [m]

I parametri sismici di riferimento sono i seguenti (categoria sismica terreno = C):

a_g/g	S_S	S_T	β_m	k_h	k_v
0.235	1.35	1.00	0.310	0.099	0.049



Geometria del muro

Azioni gravanti direttamente sul muro

Sul muro agiscono direttamente le azioni sotto elencate

Elemento	Peso	Inerzia H	Inerzia V	X' bar.	X bar.	Y bar.
manufatto in c.a.	126.66	12.48	6.24	1.79	0.36	1.05
terreno post. asciutto	271.75	26.79	13.39	2.84	-0.69	3.06
terreno post. in falda	0	0	0	//	//	//
terreno anteriore	8.80	0.87	0.43	0.40	1.75	1.08
sovr. Q1 su fondazione	0	0	0	//	//	//
sovr. Q2 su fondazione	0	0	0	//	//	//
[unità]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]

Nella tabella precedente le coordinate X_{bar} , Y_{bar} sono riferite alla mezzeria della fondazione, ad intradosso. La coordinata X'_{bar} è riferita allo spigolo anteriore della fondazione.

Spinta delle terre e dei sovraccarichi

Con la teoria del cuneo di massima spinta, attraverso la metodologia di calcolo esposta nel precedente paragrafo 7, utilizzando i parametri geotecnici e sismici sotto riepilogati, si calcolano i diagrammi di spinta agenti nella sezione filo posteriore fondazione, riferiti ai differenti scenari di verifica:

tipo verifica	parametri geotecnici	condizione
verifiche geotecniche	$\phi_d = 29.3^\circ$ $\delta_d = 0.0^\circ$ $\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$	M2-Statica
		M2-Sisma+ (sisma verticale verso il basso)
		M2-Sisma- (sisma verticale verso l'alto)
verifiche strutturali	$\phi = 35.0^\circ$ $\delta = 0.0^\circ$ $\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$	M1-Statica
		M1-Sisma+ (sisma verticale verso il basso)
		M1-Sisma- (sisma verticale verso l'alto)

Nelle immagini seguenti si indica a partire dal filo posteriore della fondazione:

- in verde il diagramma della spinta del sovraccarico Q1
- in rosso il diagramma della spinta del sovraccarico Q2
- in blu il diagramma della spinta delle terre

Stante la conformazione del rilevato di monte si considera un sovraccarico accidentale pari a 28 kN/m^2 .

Doc. N.

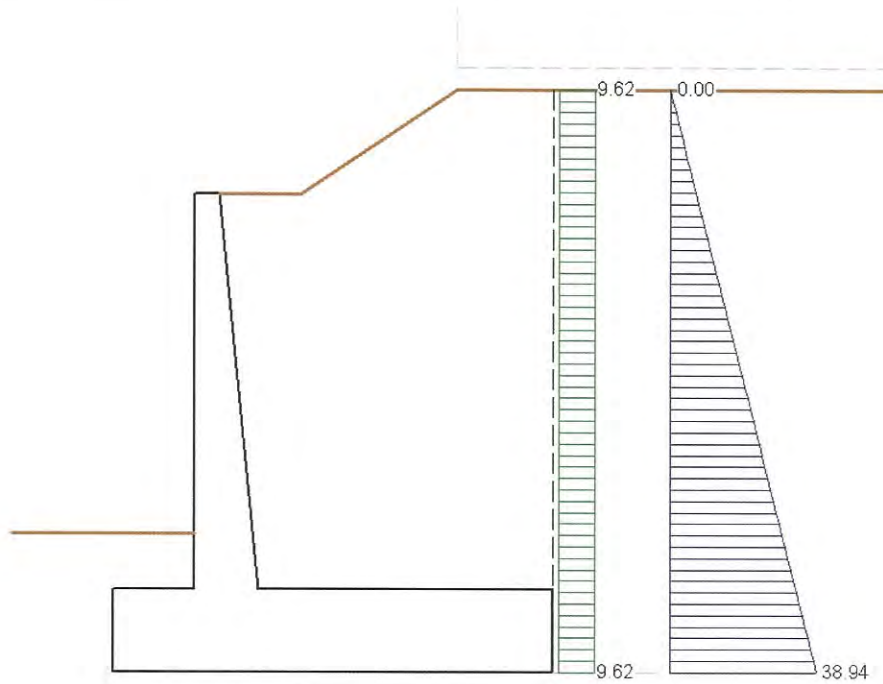
Progetto
INOR

Lotto
11

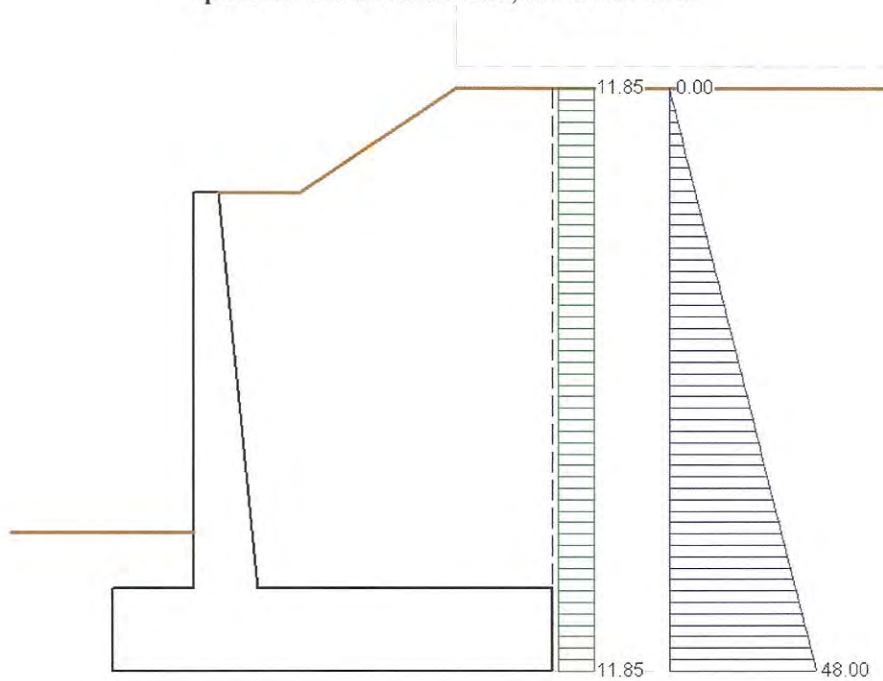
Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001

Rev.
A

Foglio
101 di 123

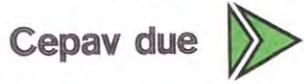


Spinta terre e sovraccarichi ; M2-STATICA



Spinta terre e sovraccarichi ; M2-SISMA+

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

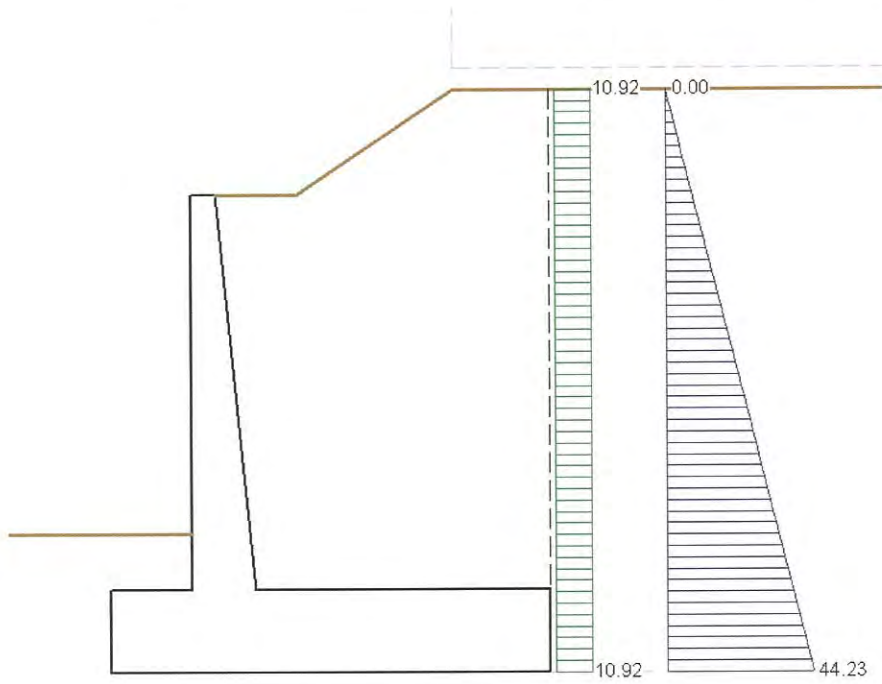
Progetto
INOR

Lotto
11

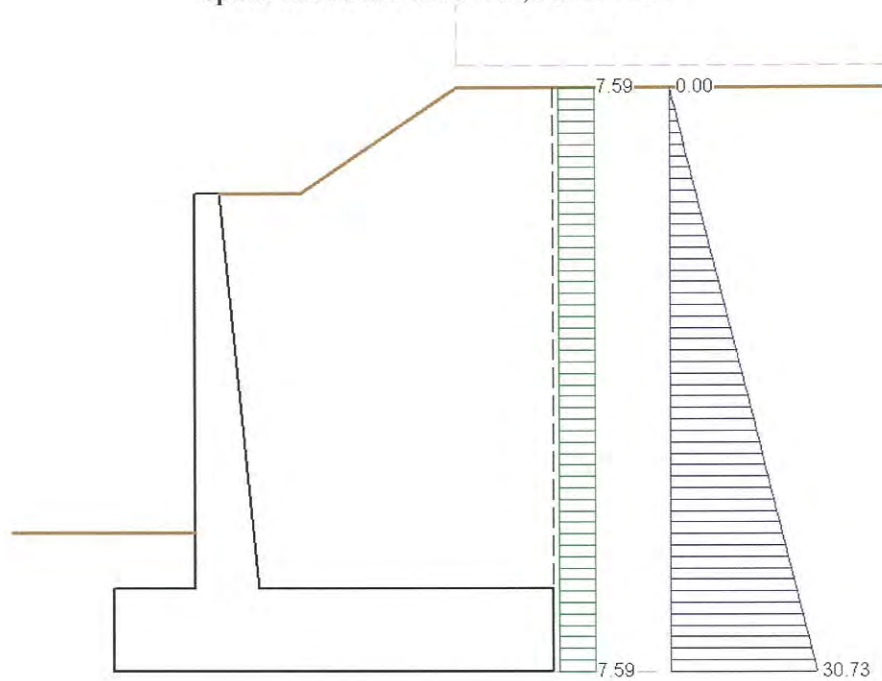
Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001

Rev.
A

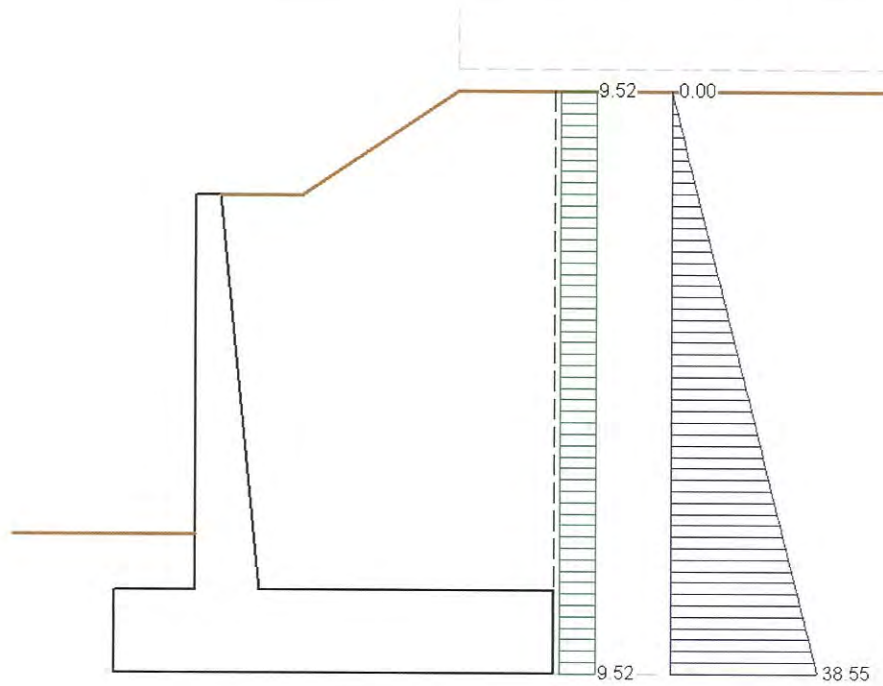
Foglio
102 di 123



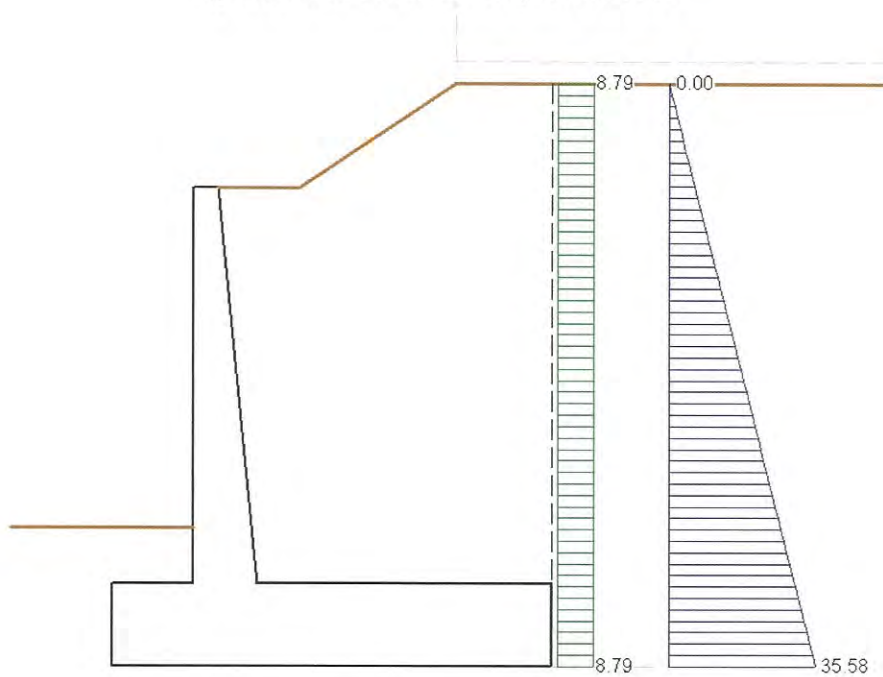
Spinta terre e sovraccarichi ; M2-SISMA-



Spinta terre e sovraccarichi ; M1-STATICA



Spinta terre e sovraccarichi ; M1-SISMA+



Spinta terre e sovraccarichi ; M1-SISMA-

Integrando i diagrammi precedenti si calcolano le seguenti risultanti di spinta delle terre e dei sovraccarichi.

M2-GEO	Spinta H	Spinta V	X' Sp.	X Sp.	Y Sp.
spinta terre	110.41	0	4.30	-2.15	1.89
spinta sovraccarico Q1	54.52	0	4.30	-2.15	2.83
spinta sovraccarico Q2	0	0	4.30	-2.15	2.33
[unità]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]
M2-GEO Sisma+	Spinta H	Spinta V	X' Sp.	X Sp.	Y Sp.
spinta terre	136.09	0	4.30	-2.15	1.89
spinta sovraccarico Q1	67.20	0	4.30	-2.15	2.83
spinta sovraccarico Q2	0	0	4.30	-2.15	2.33
[unità]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]
M2-GEO Sisma-	Spinta H	Spinta V	X' Sp.	X Sp.	Y Sp.
spinta terre	125.40	0	4.30	-2.15	1.89
spinta sovraccarico Q1	61.92	0	4.30	-2.15	2.83
spinta sovraccarico Q2	0	0	4.30	-2.15	2.33
[unità]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]
M1-STR	Spinta H	Spinta V	X' Sp.	X Sp.	Y Sp.
spinta terre	87.12	0	4.30	-2.15	1.89
spinta sovraccarico Q1	43.02	0	4.30	-2.15	2.83
spinta sovraccarico Q2	0	0	4.30	-2.15	2.33
[unità]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]
M1-STR Sisma+	Spinta H	Spinta V	X' Sp.	X Sp.	Y Sp.
spinta terre	109.30	0	4.30	-2.15	1.89
spinta sovraccarico Q1	53.98	0	4.30	-2.15	2.83
spinta sovraccarico Q2	0	0	4.30	-2.15	2.33
[unità]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]
M1-STR Sisma-	Spinta H	Spinta V	X' Sp.	X Sp.	Y Sp.
spinta terre	100.87	0	4.30	-2.15	1.89
spinta sovraccarico Q1	49.81	0	4.30	-2.15	2.83
spinta sovraccarico Q2	0	0	4.30	-2.15	2.33
[unità]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]

Nella tabella precedente le coordinate del punto di applicazione del vettore di spinta X_{SP} , Y_{SP} sono riferite alla mezzeria della fondazione, ad intradosso. La coordinata X'_{SP} è riferita allo spigolo anteriore della fondazione.

Azioni in fondazione

Nella tabella sottostante si espongono, per tutte le condizioni di verifica considerate nel paragrafo 6, i contributi apportati dai vari termini sopra esposti :

- al momento stabilizzante e ribaltante, entrambi calcolati rispetto allo spigolo anteriore della fondazione, ad intradosso ;
- allo sforzo assiale N , al taglio V ed al momento M agenti a base fondazione (riferito alla mezzeria della fondazione).

I valori presenti in tabella sono affetti dai coefficienti di combinazione dei carichi esposti nel precedente paragrafo 6. Per ogni combinazione si indica nella prima riga il "sovraccarico principale" cui corrisponde l'effetto più gravoso (W =vento , Q =sovraccarico Q2).



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001Rev.
AFoglio
105 di 123

Momento stabilizzante	EQU	SIS+	SIS-
Accidentale prevalente	Q	Q	Q
Peso muro	203.95	226.62	226.62
Peso terreno secco	694.60	771.77	771.77
Peso terreno anteriore	3.17	3.52	3.52
Inerzia Vert. muro	0	11.17	-11.17
Inerzia Vert. terreno secco	0	38.04	-38.04
Inerzia Vert. terreno anteriore	0	0.17	-0.17
[unità]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]
M Stabilizzante	901.72	1051.29	952.53

Momento ribaltante	EQU	SIS+	SIS-
Accidentale prevalente	Q	Q	Q
Spinta attiva terre	229.59	257.26	237.05
spinta attiva sovr. Q1	231.86	95.26	87.78
Inerzia Orizz. muro	0	13.14	13.14
Inerzia Orizz. terreno secco	0	82.01	82.01
Inerzia Orizz. terreno anteriore	0	0.93	0.93
[unità]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]
M Ribaltante	461.45	448.61	420.91

Taglio fondazione	A2 GEO	A2 SIS+	A2 SIS-
Accidentale prevalente	Q	Q	Q
Spinta attiva terre	110.41	136.09	125.40
spinta attiva sovr. Q1	70.88	33.60	30.96
Inerzia Orizz. muro	0	12.48	12.48
Inerzia Orizz. terreno secco	0	26.79	26.79
Inerzia Orizz. terreno anteriore	0	0.87	0.87
[unità]	[kN]	[kN]	[kN]
V Fondazione	181.29	209.83	196.50

Sf.Assiale fondazione	A2 GEO	A2 SIS+	A2 SIS-	SLE QP	SLE RA	A1 STR	A1 SIS+	A1 SIS-
Accidentale prevalente	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q
Peso muro	126.66	126.66	126.66	126.66	126.66	126.66	126.66	126.66
Peso terreno secco	271.75	271.75	271.75	271.75	271.75	271.75	271.75	271.75
Peso terreno anteriore	8.80	8.80	8.80	8.80	8.80	8.80	8.80	8.80
Inerzia Vert. muro	0	6.24	-6.24	0	0	0	6.24	-6.24
Inerzia Vert. terreno secco	0	13.39	-13.39	0	0	0	13.39	-13.39
Inerzia Vert. terreno anteriore	0	0.43	-0.43	0	0	0	0.43	-0.43
[unità]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
N Fondazione	407.21	427.28	387.15	407.21	407.21	407.21	427.28	387.15

Momento fondazione	A2 GEO	A2 SIS+	A2 SIS-	SLE QP	SLE RA	A1 STR	A1 SIS+	A1 SIS-
Accidentale prevalente	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q
Spinta attiva terre	208.72	257.26	237.05	164.69	164.69	214.09	206.62	190.68
spinta attiva sovr. Q1	200.95	95.26	87.78	0	121.97	182.95	76.51	70.61
Inerzia Orizz. muro	0	13.14	13.14	0	0	0	13.14	13.14
Inerzia Orizz. terreno secco	0	82.01	82.01	0	0	0	82.01	82.01
Inerzia Orizz. terreno anteriore	0	0.93	0.93	0	0	0	0.93	0.93
Peso muro	45.71	45.71	45.71	45.71	45.71	45.71	45.71	45.71
Peso terreno secco	-187.51	-187.51	-187.51	-187.51	-187.51	-187.51	-187.51	-187.51
Peso terreno anteriore	15.40	15.40	15.40	15.40	15.40	15.40	15.40	15.40
Inerzia Vert. muro	0	2.25	-2.25	0	0	0	2.25	-2.25
Inerzia Vert. terreno secco	0	-9.24	9.24	0	0	0	-9.24	9.24
Inerzia Vert. terreno anteriore	0	0.76	-0.76	0	0	0	0.76	-0.76
[unità]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]
M Fondazione	283.27	315.98	300.74	38.29	160.26	270.65	246.59	237.21

10.4.1 Verifiche geotecniche

Verifica a ribaltamento

Si riporta nella tabella sottostante, per le tre condizioni di verifica considerate:

- il momento stabilizzante delle componenti verticali ;
- il momento ribaltante delle componenti orizzontali ;
- il coefficiente di sicurezza a ribaltamento ;

Condizione	EQU	SIS+	SIS-	
Accidentale prevalente	Q	Q	Q	
Momento stabilizzante	901.72	1051.29	952.53	[kN.m]
Momento ribaltante	461.45	448.61	420.91	[kN.m]
Sicurezza a ribaltamento	1.95	2.34	2.26	

Sicurezza a scorrimento

Si riporta nella tabella sottostante, per le tre condizioni di verifica considerate:

- il taglio agente a base fondazione ;
- lo sforzo assiale agente perpendicolarmente al piano di scorrimento ;
- la massima forza resistente allo scorrimento, per la cui definizione si rimanda al par. 8.1.1 ;
- il coefficiente di sicurezza a scorrimento.

Condizione	A2 GEO	A2 SIS+	A2 SIS-	
Accidentale prevalente	Q	Q	Q	
Taglio a base fondazione	181.29	209.83	196.50	[kN]
Sf. Assiale a base fondazione	407.22	427.28	387.15	[kN]
Forza di attrito massima	236.69	248.36	225.03	[kN]
Sicurezza a scorrimento	1.31	1.18	1.15	

Verifica di portanza del terreno di fondazione

Nella tabella sottostante si elencano, per le tre condizioni di verifica considerate:

- lo sforzo assiale, il momento ed il taglio agenti a base fondazione ;
- la dimensione ridotta della fondazione B' ;
- la pressione di contatto fondazione terreno σ_{terr} ;
- il coefficiente di sicurezza della verifica di capacità portante .

Si riportano quindi tutte le grandezze necessarie al calcolo della pressione di contatto limite fondazione terreno $\sigma_{T,max}$, per la cui definizione si rimanda al paragrafo 8.1.3.

Condizione	A2 GEO	A2 SIS+	A2 SIS-	
Accidentale prevalente	Q	Q	Q	
Taglio a base fondazione	181.29	209.83	196.50	[kN]
Sf. Assiale a base fondazione	407.22	427.28	387.15	[kN]
Momento a base fondazione	283.27	315.98	300.75	[kN.m]
dimensione ridotta fondazione B'	2.91	2.82	2.75	[m]
Pressione fondazione/terreno	140.00	151.47	140.97	[kPa]
Tensione limite in cond. drenate	189.61	158.22	148.82	[kPa]
Sicurezza a collasso	1.35	1.05	1.06	

Capacità portante drenata	A2 GEO	A2 SIS+	A2 SIS-	
q'	25.65	25.65	25.65	[kPa]
Nq	18.75	18.75	18.75	
sq	1.00	1.00	1.00	
dq	1.13	1.14	1.14	

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001

Rev.
A

Foglio
107 di 123

iq	0.28	0.24	0.23
gq	1.00	1.00	1.00
gamma'	10.00	10.00	10.00
Eff. cinemat.	1.00	0.92	0.92
Ng	15.48	15.48	15.48
sg	1.00	1.00	1.00
dg	1.00	1.00	1.00
ig	0.15	0.12	0.11
gg	1.00	1.00	1.00

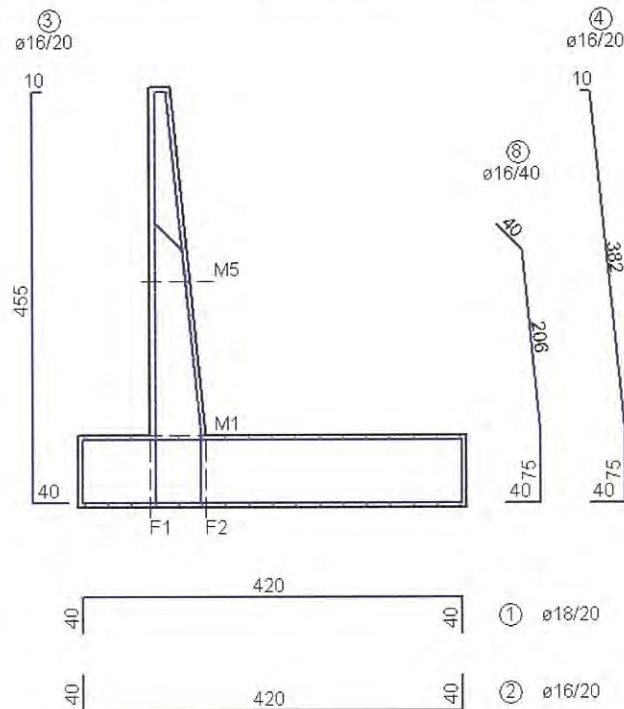
[kPa/m]

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 34C.0.001Rev.
AFoglio
108 di 123

10.4.2 Verifiche strutturali

Si riportano nei paragrafi che seguono le principali verifiche strutturali della fondazione e della elevazione del muro. L'immagine posta sotto rappresenta schematicamente le armature del muro e l'ubicazioni delle sezioni di verifica.



Sollecitazioni agenti nella fondazione

Nelle immagini seguenti si riporta, per le condizioni di verifica considerate:

- in alto: il diagramma delle pressioni agenti ad estradosso ed intradosso fondazione calcolate come specificato all'interno del precedente paragrafo 8.2.1, valori in KPa ;
- in blu: il diagramma dei tagli agenti in fondazione, valori in kN ;
- in verde: il diagramma dei momenti flettenti agenti in fondazione, valori in kN.m .

Le sollecitazioni sono, ovviamente, riferite ad una striscia di fondazione profonda 1 m.

Doc. N.

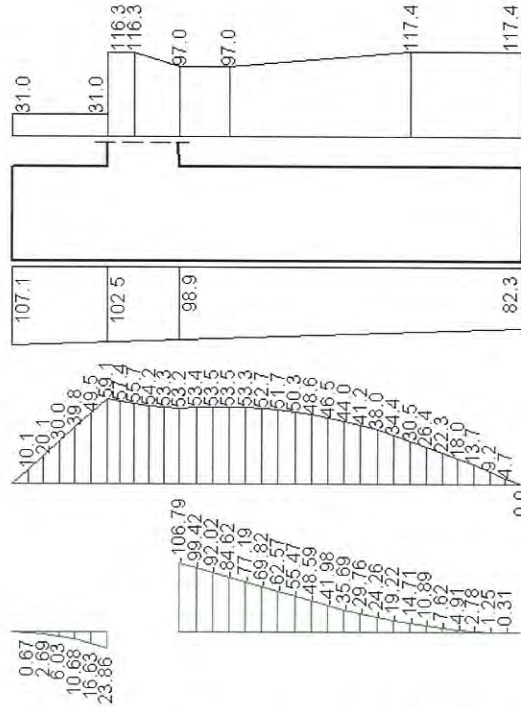
Progetto
INOR

Lotto
11

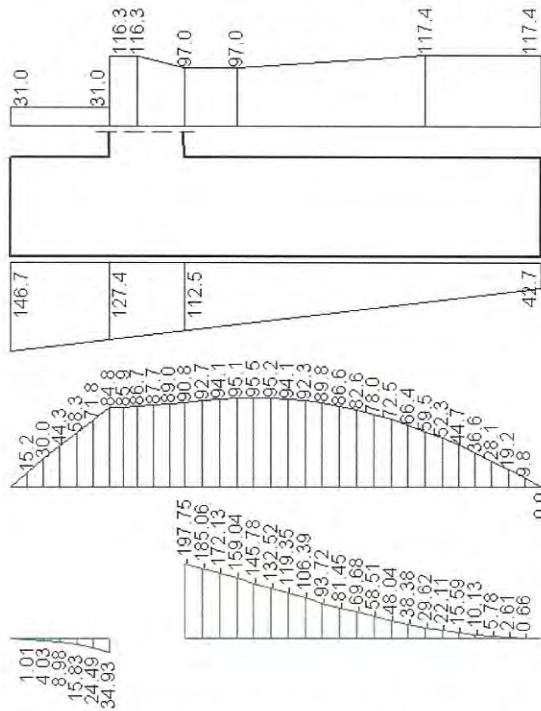
Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001

Rev.
A

Foglio
109 di 123



Sollecitazioni in fondazione - SLE QP (Q)



Sollecitazioni in fondazione - SLE RA (Q)

Doc. N.

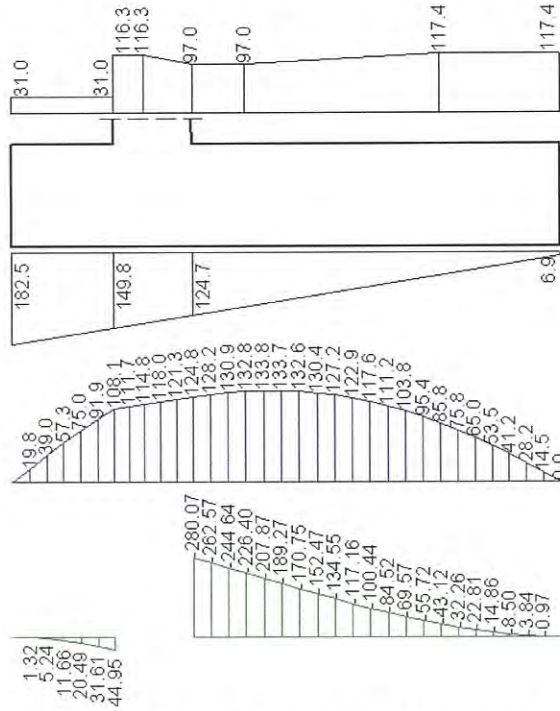
Progetto
INOR

Lotto
11

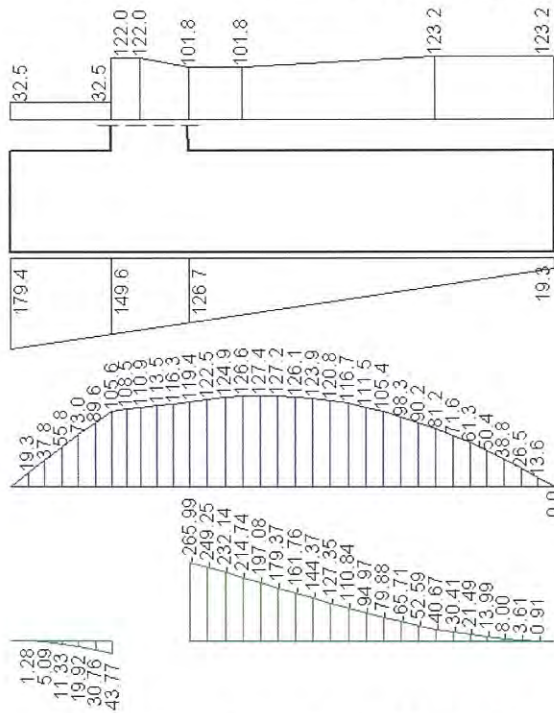
Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001

Rev.
A

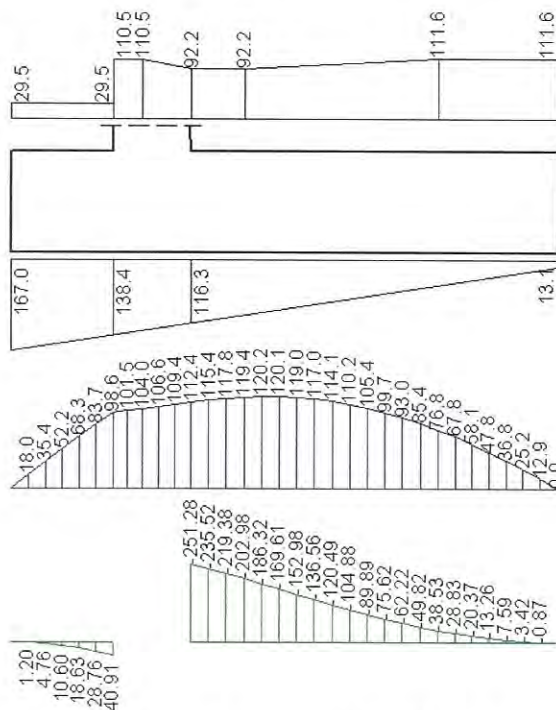
Foglio
110 di 123



Sollecitazioni in fondazione - A1 STR (Q)



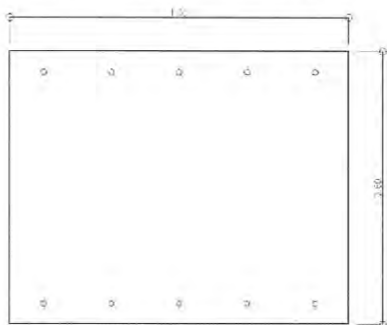
Sollecitazioni in fondazione - A1 SIS+ (Q)



Sollecitazioni in fondazione - A1 SIS- (Q)

Si riportano nelle pagine seguenti le verifiche di resistenza delle sezioni resistenti della fondazione.

Sezione F1: sbalzo anteriore fondazione



DESCRIZIONE DELL'ARMATURA ORDINARIA

5. $\phi 16$ mm a 6. cm da intradosso

5. $\phi 18$ mm a 73.9 cm da intradosso

AREA ARMATURE = 22.78 (cm²)

DISTANZA DA INTRADOSSO SEZIONE = 43.93 (cm)

SEZIONE SOLO CALCESTRUZZO

AREA DELLA SEZIONE = 8000.0 (cm²)

ALTEZZA DELLA SEZIONE = 80.0 (cm)

DISTANZA BARICENTRO DA INTRADOSSO = 40.0 (cm)

MOMENTO D'INERZIA BARICENTRICO = 0.042667 (m⁴)

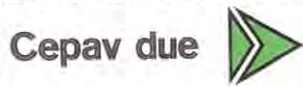
MODULO DI RESISTENZA SUPERIORE = 0.106667 (m³)

MODULO DI RESISTENZA INFERIORE = 0.106667 (m³)

SEZIONE OMOGENEIZZATA

AREA DELLA SEZIONE = 8318.872 (cm²)

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001Rev.
AFoglio
112 di 123

ALTEZZA DELLA SEZIONE = 80.0 (cm)
 DISTANZA BARICENTRO DA INTRADOSSO = 40.15065 (cm)
 MOMENTO D'INERZIA BARICENTRICO = 0.046339 (m⁴)
 MODULO DI RESISTENZA SUPERIORE = 0.116285 (m³)
 MODULO DI RESISTENZA INFERIORE = 0.115412 (m³)

TASSI DI LAVORO IN COMBINAZIONE SLE QUASI PERMANENTE

MOMENTO DI PROGETTO = 23.85 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 COMPRESSIONE MASSIMA CLS = -0.469 (N/mm²)
 TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO = 34.125 (N/mm²)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 12.66 (cm)
 BRACCIO DI LEVA INTERNO = 69.46 (cm)

Verifica a fessurazione (par. 4.1.2.2.4.1 NTC 2008)

Si procede al calcolo del momento di formazione della fessura:

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{resistenza media a trazione})$$

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.45 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{tensione corrispondente al momento di formazione della fessura})$$

$$\chi = N/M = 0.000 \text{ 1/mm} \quad (\text{rapporto tra azione assiale e momento flettente; } \underline{N} \text{ negativo se di compressione, } \underline{M} \text{ in modulo})$$

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = \text{segno}(M_d) \cdot \sigma_t \cdot \left(\frac{\chi}{A_{omog}} + \frac{1}{W_{omog}} \right)^{-1} = 283 \text{ kN.m} > M_d = 24 \text{ kN.m}$$

Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto.

TASSI DI LAVORO IN COMBINAZIONE SLE RARA

MOMENTO DI PROGETTO = 34.92 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 COMPRESSIONE MASSIMA CLS = -0.687 (N/mm²)
 TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO = 49.961 (N/mm²)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 12.66 (cm)
 BRACCIO DI LEVA INTERNO = 69.46 (cm)

Verifica a fessurazione (par. 4.1.2.2.4.1 NTC 2008)

Si procede al calcolo del momento di formazione della fessura:

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{resistenza media a trazione})$$

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.45 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{tensione corrispondente al momento di formazione della fessura})$$

$$\chi = N/M = 0.000 \text{ 1/mm} \quad (\text{rapporto tra azione assiale e momento flettente; } \underline{N} \text{ negativo se di compressione, } \underline{M} \text{ in modulo})$$

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = \text{segno}(M_d) \cdot \sigma_t \cdot \left(\frac{\chi}{A_{omog}} + \frac{1}{W_{omog}} \right)^{-1} = 283 \text{ kN.m} > M_d = 35 \text{ kN.m}$$

Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto.

SICUREZZA A ROTTURA IN COMBINAZIONE SLU STR

MOMENTO DI PROGETTO = 44.94 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 MOMENTO DI ROTTURA = 295.22 (KN.m)
 SFORZO DI ROTTURA = -1.72 (KN.m)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 4.73 (cm)
 DOMINIO 3, Mr/Md = 6.57

**SICUREZZA A ROTTURA IN COMBINAZIONE SLU SISMA (+/-)**

MOMENTO DI PROGETTO = 43.77 (KN.m)

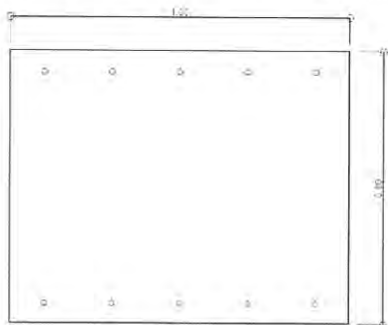
SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)

MOMENTO DI ROTTURA = 295.22 (KN.m)

SFORZO DI ROTTURA = -1.72 (KN.m)

DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 4.73 (cm)

DOMINIO 3 , Mr/Md = 6.75

Sezione F2: sbalzo posteriore fondazione**DESCRIZIONE DELL'ARMATURA ORDINARIA**5. $\phi 16$ mm a 6. cm da intradosso5. $\phi 18$ mm a 73.9 cm da intradossoAREA ARMATURE = 22.78 (cm²)

DISTANZA DA INTRADOSSO SEZIONE = 43.93 (cm)

SEZIONE SOLO CALCESTRUZZOAREA DELLA SEZIONE = 8000.0 (cm²)

ALTEZZA DELLA SEZIONE = 80.0 (cm)

DISTANZA BARICENTRO DA INTRADOSSO = 40.0 (cm)

MOMENTO D'INERZIA BARICENTRICO = 0.042667 (m⁴)MODULO DI RESISTENZA SUPERIORE = 0.106667 (m³)MODULO DI RESISTENZA INFERIORE = 0.106667 (m³)**SEZIONE OMOGENEIZZATA**AREA DELLA SEZIONE = 8318.872 (cm²)

ALTEZZA DELLA SEZIONE = 80.0 (cm)

DISTANZA BARICENTRO DA INTRADOSSO = 40.15065 (cm)

MOMENTO D'INERZIA BARICENTRICO = 0.046339 (m⁴)MODULO DI RESISTENZA SUPERIORE = 0.116285 (m³)MODULO DI RESISTENZA INFERIORE = 0.115412 (m³)**TASSI DI LAVORO IN COMBINAZIONE SLE QUASI PERMANENTE**

MOMENTO DI PROGETTO = -106.79 (KN.m)

SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)

COMPRESSIONE MASSIMA CLS = -1.932 (N/mm²)TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO = 121.660 (N/mm²)

DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 14.22 (cm)

BRACCIO DI LEVA INTERNO = 69.25 (cm)

Verifica a fessurazione (par. 4.1.2.2.4.1 NTC 2008)

Si procede al calcolo del momento di formazione della fessura:

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{resistenza media a trazione})$$

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.45 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{tensione corrispondente al momento di formazione della fessura})$$

$$\chi = N/M = 0.000 \text{ 1/mm} \quad (\text{rapporto tra azione assiale e momento flettente; } N \text{ negativo se di compressione, } M \text{ in modulo})$$

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001Rev.
AFoglio
114 di 123

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = segno(M_d) \cdot \sigma_t \cdot \left(\frac{\chi}{A_{omog}} + \frac{1}{W_{omog}} \right)^{-1} = -285 \text{ kN.m} > M_d = -107 \text{ kN.m}$$

Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto.

TASSI DI LAVORO IN COMBINAZIONE SLE RARA

MOMENTO DI PROGETTO = -197.74 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 COMPRESIONE MASSIMA CLS = -3.578 (N/mm²)
 TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO = 225.277 (N/mm²)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 14.22 (cm)
 BRACCIO DI LEVA INTERNO = 69.25 (cm)

Verifica a fessurazione (par. 4.1.2.2.4.1 NTC 2008)

Si procede al calcolo del momento di formazione della fessura:

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{resistenza media a trazione})$$

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.45 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{tensione corrispondente al momento di formazione della fessura})$$

$$\chi = N/M = 0.000 \text{ 1/mm} \quad (\text{rapporto tra azione assiale e momento flettente; } \underline{N} \text{ negativo se di compressione, } \underline{M} \text{ in modulo})$$

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = segno(M_d) \cdot \sigma_t \cdot \left(\frac{\chi}{A_{omog}} + \frac{1}{W_{omog}} \right)^{-1} = -285 \text{ kN.m} > M_d = -198 \text{ kN.m}$$

Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto.

SICUREZZA A ROTTURA IN COMBINAZIONE SLU STR

MOMENTO DI PROGETTO = -280.06 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 MOMENTO DI ROTTURA = -364.97 (KN.m)
 SFORZO DI ROTTURA = 0.61 (KN.m)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 4.82 (cm)
 DOMINIO 3, Mr/Md = 1.30

SICUREZZA A ROTTURA IN COMBINAZIONE SLU SISMA (+/-)

MOMENTO DI PROGETTO = -265.98 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 MOMENTO DI ROTTURA = -364.97 (KN.m)
 SFORZO DI ROTTURA = 0.61 (KN.m)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 4.82 (cm)
 DOMINIO 3, Mr/Md = 1.37

Verifica a taglio

La sezione avente minima sicurezza a rottura è posta a 1.97 m da ciglio anteriore fondazione:

- sezione di riferimento per la verifica a taglio: sezione F2
- scenario in cui si registra la sicurezza minima: SLU STR

Resistenza a taglio dell'elemento privo di armature (par. 4.1.2.1.3.1 NTC 2008):

$$V_{Rd} = [0.18 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \sigma_{cp}] b_w d \geq (v_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) b_w d$$

In cui:

f_{ck} = resistenza caratteristica cilindrica = 30 Mpa

$\gamma_c = 1.5$

b_w = larghezza sezione = 1000 mm

d = altezza utile della sezione = 739 mm

A_{sl} = area armatura longitudinale tesa = 1272 mm²

$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1.52 (\leq 2)$

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001

Rev.
A

Foglio
115 di 123

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ = rapporto geom. di armatura longitudinale = 0.002 (≤ 0.02)

$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c$ = tensione media di compressione = 0.00 Mpa ($\leq 0.2 f_{ck} / \gamma_c$)

$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.359$

sollecitazioni di progetto:

$V_{ed} = 134$ kN

$N_{ed} =$ (si assume cautelativamente) = 0 kN

Risulta in base alle formule precedenti: $V_{Rd} = 265$ kN > $V_{ed} = 134$ kN

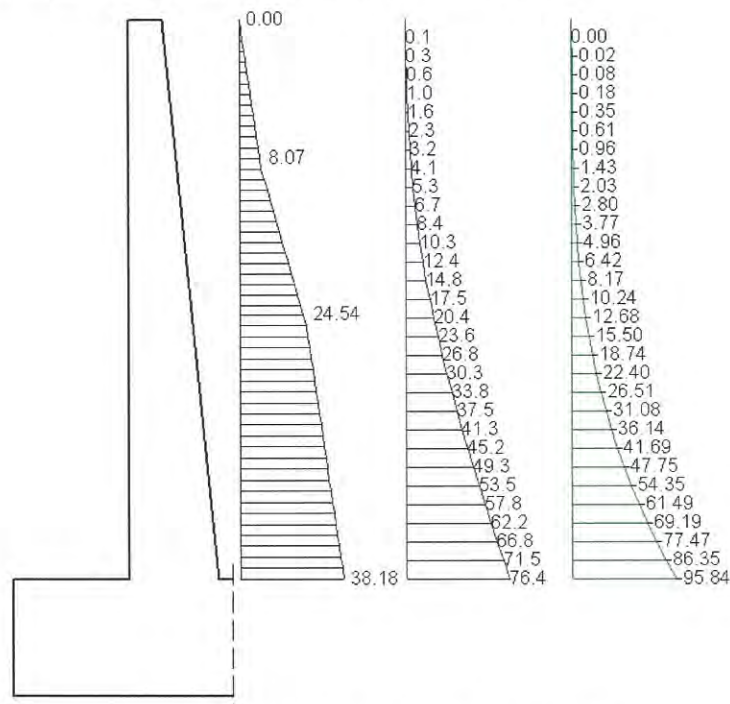
Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001Rev.
AFoglio
116 di 123**Sollecitazioni agenti nell'elevazione**

Nelle immagini seguenti si riporta, per le condizioni di verifica considerate:

- solo per gli scenari sismici: il diagramma delle pressioni corrispondenti alle inerzie sismiche del muro, del terreno presente al di sopra della fondazione, dei sovraccarichi presenti al di sopra della fondazione e, se presenti, delle barriere ;
- per tutte le condizioni: il diagramma delle pressioni di spinta delle terre ;
- In blu: il diagramma dei tagli agenti nell'elevazione, valori in kN ;
- In verde: il diagramma dei momenti flettenti agenti nell'elevazione, valori in kN.m .

Le sollecitazioni sono, ovviamente, riferite ad una striscia di muro profonda 1 m.



Sollecitazioni agenti sul muro - SLE QP (Q)

Doc. N.

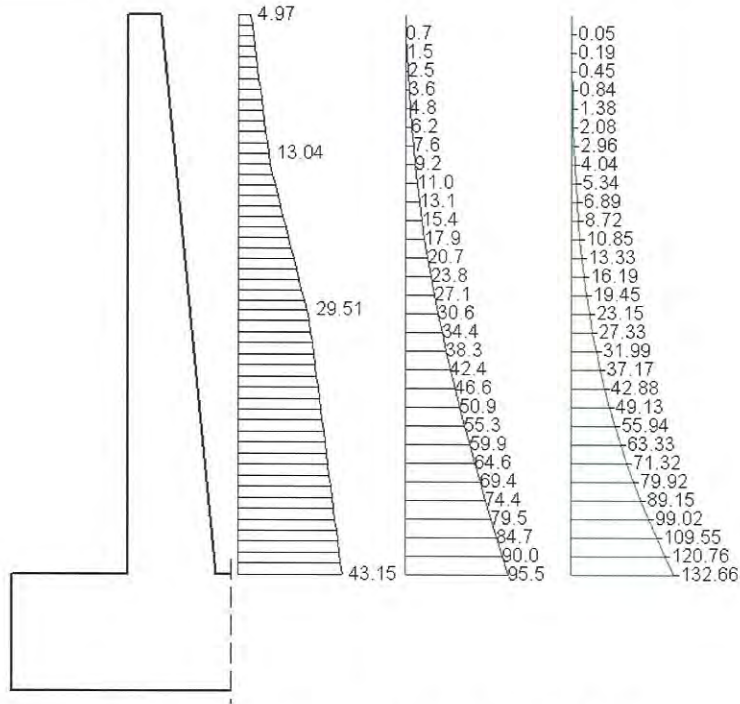
Progetto
INOR

Lotto
11

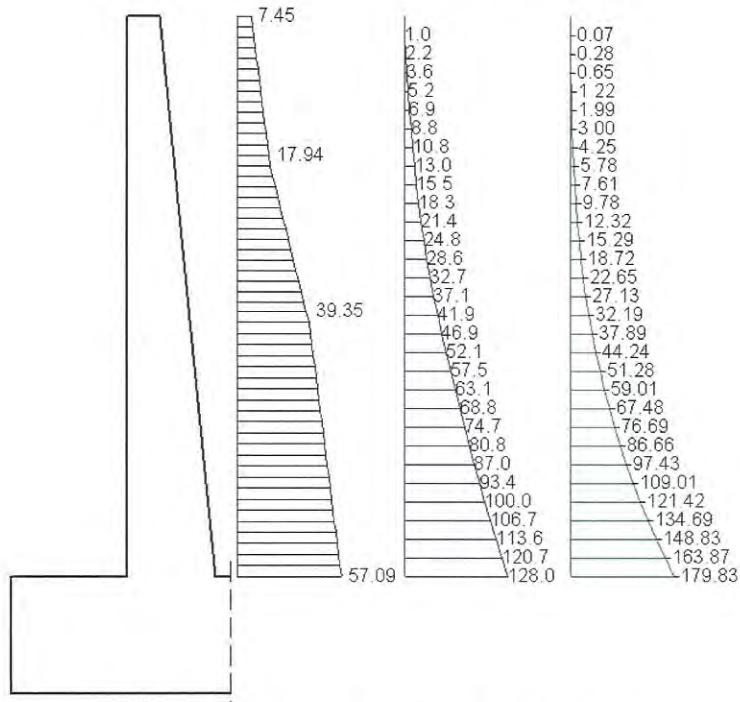
Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001

Rev.
A

Foglio
117 di 123



Sollecitazioni agenti sul muro - SLE RA (Q)



Sollecitazioni agenti sul muro - A1 STR (Q)

Doc. N.

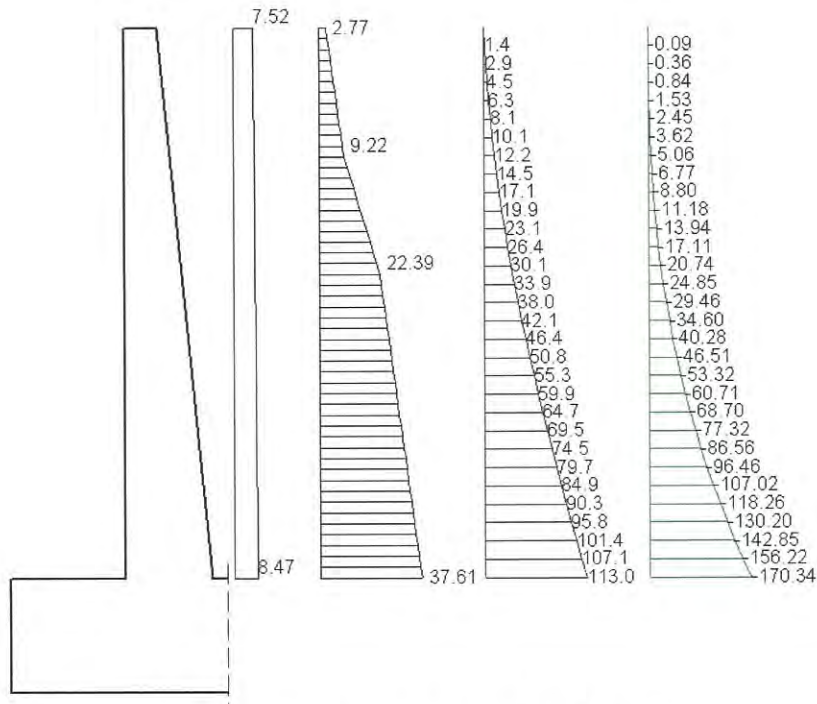
Progetto
INOR

Lotto
11

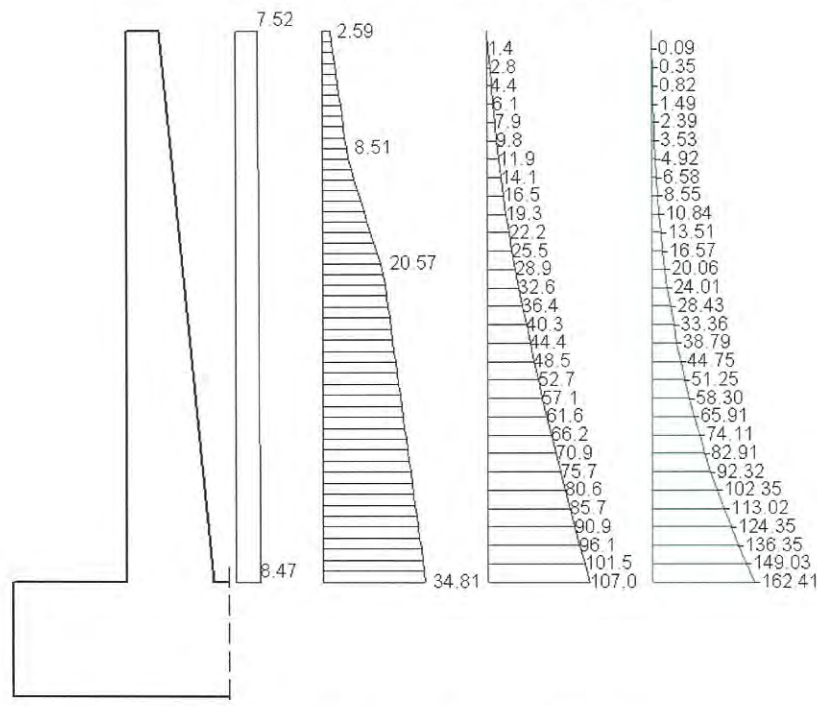
Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001

Rev.
A

Foglio
118 di 123

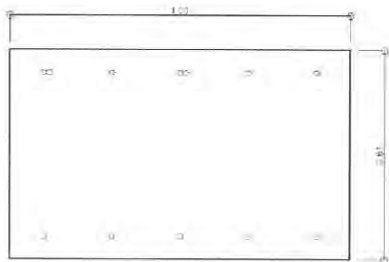


Sollecitazioni agenti sul muro - A1 SIS+ (Q)



Sollecitazioni agenti sul muro - A1 SIS- (Q)

Si riportano nelle pagine seguenti le verifiche di resistenza delle sezioni resistenti della elevazione.

**Sezione M1: base muro****DESCRIZIONE DELL'ARMATURA ORDINARIA**5. $\phi 16$ mm a 6.8 cm da intradosso5. $\phi 16$ mm a 54.7 cm da intradosso2.5 $\phi 16$ mm a 54.7 cm da intradossoAREA ARMATURE = 25.13 (cm²)

DISTANZA DA INTRADOSSO SEZIONE = 35.54 (cm)

SEZIONE SOLO CALCESTRUZZOAREA DELLA SEZIONE = 6149.598 (cm²)

ALTEZZA DELLA SEZIONE = 61.49598 (cm)

DISTANZA BARICENTRO DA INTRADOSSO = 30.74799 (cm)

MOMENTO D'INERZIA BARICENTRICO = 0.01938 (m⁴)MODULO DI RESISTENZA SUPERIORE = 0.063029 (m³)MODULO DI RESISTENZA INFERIORE = 0.063029 (m³)**SEZIONE OMOGENEIZZATA**AREA DELLA SEZIONE = 6501.457 (cm²)

ALTEZZA DELLA SEZIONE = 61.49598 (cm)

DISTANZA BARICENTRO DA INTRADOSSO = 31.0072 (cm)

MOMENTO D'INERZIA BARICENTRICO = 0.021394 (m⁴)MODULO DI RESISTENZA SUPERIORE = 0.070169 (m³)MODULO DI RESISTENZA INFERIORE = 0.068996 (m³)**TASSI DI LAVORO IN COMBINAZIONE SLE QUASI PERMANENTE**

MOMENTO DI PROGETTO = -95.83 (KN.m)

SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)

COMPRESSIONE MASSIMA CLS = -2.644 (N/mm²)TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO = 126.810 (N/mm²)

DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 13.03 (cm)

BRACCIO DI LEVA INTERNO = 50.08 (cm)

Verifica a fessurazione (par. 4.1.2.2.4.1 NTC 2008)

Si procede al calcolo del momento di formazione della fessura:

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ctk}^{2/3} = 2.94 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{resistenza media a trazione})$$

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.45 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{tensione corrispondente al momento di formazione della fessura})$$

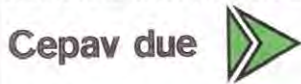
$$\chi = N/M = 0.000 \text{ 1/mm} \quad (\text{rapporto tra azione assiale e momento flettente; N negativo se di compressione, M in modulo})$$

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = \text{segno}(M_d) \cdot \sigma_t \cdot \left(\frac{\chi}{A_{omog}} + \frac{1}{W_{omog}} \right)^{-1} = -172 \text{ kN.m} > M_d = -96 \text{ kN.m}$$

Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001Rev.
AFoglio
120 di 123**TASSI DI LAVORO IN COMBINAZIONE SLE RARA**

MOMENTO DI PROGETTO = -132.65 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 COMPRESSIONE MASSIMA CLS = -3.660 (N/mm²)
 TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO = 175.538 (N/mm²)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 13.03 (cm)
 BRACCIO DI LEVA INTERNO = 50.08 (cm)

Verifica a fessurazione (par. 4.1.2.2.4.1 NTC 2008)

Si procede al calcolo del momento di formazione della fessura:

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{resistenza media a trazione})$$

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.45 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{tensione corrispondente al momento di formazione della fessura})$$

$$\chi = N/M = 0.000 \text{ 1/mm} \quad (\text{rapporto tra azione assiale e momento flettente; } N \text{ negativo se di compressione, } M \text{ in modulo})$$

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = segno(M_d) \cdot \sigma_t \cdot \left(\frac{\chi}{A_{omog}} + \frac{1}{W_{omog}} \right)^{-1} = -172 \text{ kN.m} > M_d = -133 \text{ kN.m}$$

Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto.

SICUREZZA A ROTTURA IN COMBINAZIONE SLU STR

MOMENTO DI PROGETTO = -179.81 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 MOMENTO DI ROTTURA = -317.45 (KN.m)
 SFORZO DI ROTTURA = 0.11 (KN.m)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 5.47 (cm)
 DOMINIO 3, Mr/Md = 1.77

SICUREZZA A ROTTURA IN COMBINAZIONE SLU SISMA (+/-)

MOMENTO DI PROGETTO = -170.33 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 MOMENTO DI ROTTURA = -317.45 (KN.m)
 SFORZO DI ROTTURA = 0.11 (KN.m)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 5.47 (cm)
 DOMINIO 3, Mr/Md = 1.86

Sezione M5: sezione di ancoraggio posizione 8

**DESCRIZIONE DELL'ARMATURA ORDINARIA**

5. $\phi 16$ mm a 6.8 cm da intradosso
 5. $\phi 16$ mm a 37.7 cm da intradosso
 AREA ARMATURE = 20.11 (cm²)
 DISTANZA DA INTRADOSSO SEZIONE = 22.27 (cm)

SEZIONE SOLO CALCESTRUZZO

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001Rev.
AFoglio
121 di 123

AREA DELLA SEZIONE = 4454.933 (cm²)
 ALTEZZA DELLA SEZIONE = 44.54932 (cm)
 DISTANZA BARICENTRO DA INTRADOSSO = 22.27466 (cm)
 MOMENTO D'INERZIA BARICENTRICO = 0.007368 (m⁴)
 MODULO DI RESISTENZA SUPERIORE = 0.033077 (m³)
 MODULO DI RESISTENZA INFERIORE = 0.033077 (m³)

SEZIONE OMOGENEIZZATA

AREA DELLA SEZIONE = 4736.419 (cm²)
 ALTEZZA DELLA SEZIONE = 44.54932 (cm)
 DISTANZA BARICENTRO DA INTRADOSSO = 22.27466 (cm)
 MOMENTO D'INERZIA BARICENTRICO = 0.008042 (m⁴)
 MODULO DI RESISTENZA SUPERIORE = 0.036104 (m³)
 MODULO DI RESISTENZA INFERIORE = 0.036104 (m³)

TASSI DI LAVORO IN COMBINAZIONE SLE QUASI PERMANENTE

MOMENTO DI PROGETTO = -14.92 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 COMPRESSIONE MASSIMA CLS = -0.893 (N/mm²)
 TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO = 43.041 (N/mm²)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 8.96 (cm)
 BRACCIO DI LEVA INTERNO = 34.47 (cm)

Verifica a fessurazione (par. 4.1.2.2.4.1 NTC 2008)

Si procede al calcolo del momento di formazione della fessura:

$$\begin{aligned}
 f_{ctm} &= 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ N/mm}^2 && \text{(resistenza media a trazione)} \\
 \sigma_t &= f_{ctm} / 1.2 = 2.45 \text{ N/mm}^2 && \text{(tensione corrispondente al momento di formazione della fessura)} \\
 \chi &= N/M = 0.000 \text{ 1/mm} && \text{(rapporto tra azione assiale e momento flettente; } \underline{N} \text{ negativo se di compressione, } \underline{M} \text{ in modulo)}
 \end{aligned}$$

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = \text{segno}(M_d) \cdot \sigma_t \cdot \left(\frac{\chi}{A_{omog}} + \frac{1}{W_{omog}} \right)^{-1} = -89 \text{ kN.m} > M_d = -15 \text{ kN.m}$$

Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto.

TASSI DI LAVORO IN COMBINAZIONE SLE RARA

MOMENTO DI PROGETTO = -26.46 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 COMPRESSIONE MASSIMA CLS = -1.585 (N/mm²)
 TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO = 76.354 (N/mm²)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 8.96 (cm)
 BRACCIO DI LEVA INTERNO = 34.47 (cm)

Verifica a fessurazione (par. 4.1.2.2.4.1 NTC 2008)

Si procede al calcolo del momento di formazione della fessura:


$$\begin{aligned}
 f_{ctm} &= 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ N/mm}^2 && \text{(resistenza media a trazione)} \\
 \sigma_t &= f_{ctm} / 1.2 = 2.45 \text{ N/mm}^2 && \text{(tensione corrispondente al momento di formazione della fessura)} \\
 \chi &= N/M = 0.000 \text{ 1/mm} && \text{(rapporto tra azione assiale e momento flettente; } \underline{N} \text{ negativo se di compressione, } \underline{M} \text{ in modulo)}
 \end{aligned}$$

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = \text{segno}(M_d) \cdot \sigma_t \cdot \left(\frac{\chi}{A_{omog}} + \frac{1}{W_{omog}} \right)^{-1} = -89 \text{ kN.m} > M_d = -26 \text{ kN.m}$$

Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto.

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due 

ALTA Sorveglianza



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001Rev.
AFoglio
122 di 123**SICUREZZA A ROTTURA IN COMBINAZIONE SLU STR**

MOMENTO DI PROGETTO = -36.71 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 MOMENTO DI ROTTURA = -154.04 (KN.m)
 SFORZO DI ROTTURA = 2.82 (KN.m)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 4.86 (cm)
 DOMINIO 3 , Mr/Md = 4.20

SICUREZZA A ROTTURA IN COMBINAZIONE SLU SISMA (+/-)

MOMENTO DI PROGETTO = -39.11 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 MOMENTO DI ROTTURA = -154.04 (KN.m)
 SFORZO DI ROTTURA = 2.82 (KN.m)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 4.86 (cm)
 DOMINIO 3 , Mr/Md = 3.94

Verifica a taglio

La sezione avente minima sicurezza a rottura è posta a 0.00 m da base muro:

- sezione di riferimento per la verifica a taglio: sezione M1
- scenario in cui si registra la sicurezza minima: SLU STR

Resistenza a taglio dell'elemento privo di armature (par. 4.1.2.1.3.1 NTC 2008):

$$V_{Rd} = [0.18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \sigma_{cp}] b_w d \geq (v_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) b_w d$$

In cui :

f_{ck} = resistenza caratteristica cilindrica = 30 Mpa

$\gamma_c = 1.5$

b_w = larghezza sezione = 1000 mm

d = altezza utile della sezione = 547 mm

A_{s1} = area armatura longitudinale tesa = 1508 mm²

$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1.60 (\leq 2)$

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w d) =$ rapporto geom. di armatura longitudinale = 0.003 (≤ 0.02)

$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c =$ tensione media di compressione = 0.00 Mpa ($\leq 0.2 f_{ck} / \gamma_c$)

$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.388$

sollecitazioni di progetto:

$V_{ed} = 128$ kN

$N_{ed} =$ (si assume cautelativamente) = 0 kN

Risulta in base alle formule precedenti: $V_{Rd} = 212$ kN > $V_{ed} = 128$ kN

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due

ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 34C 0 001Rev.
AFoglio
123 di 123

11 APPENDICE A – SINTESI DEI RISULTATI DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE

Si riportano nella tabella seguente i coefficienti minimi di sicurezza per tutti i tipologici afferenti il muro di sostegno in oggetto.

Tipologico	EQU ribaltamento	GEO scorrimento	GEO capacità portante
IV34 STR H2	1.98	1.10	1.35
IV34 STR H2.9	1.89	1.15	1.09
IV34 STR H3.3	1.87	1.15	1.10
IV34 STR H4	1.96	1.19	1.08
IV34 STR H4.5	2.11	1.24	1.11
IV34 SSC H4.5	2.14	1.23	1.08
IV34 SSC 7	1.95	1.14	1.04
IV34 SSC 8	2.90	1.16	1.61