



**COMMISSARIO DELEGATO PER L'EMERGENZA DELLA
MOBILITA' RIGUARDANTE LA A4 (TRATTO VENEZIA - TRIESTE)
ED IL RACCORDO VILLESSE - GORIZIA**

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri
n° 3702 del 05 settembre 2008 e s.m.i.

VIA LAZZARETTO VECCHIO, 26 - 34123 TRIESTE
Tel 040 3189542 - 0432 925542 - Fax 040 3189545 commissario@autovie.it

AUTOSTRADA A4

RIFACIMENTO BARRIERE ESISTENTI

ADEGUAMENTO FUNZIONALE BARRIERA DEL LISERT

PROGETTO DEFINITIVO

(Decreto Comm. Delegato n°231 del 22 marzo 2013)

OPERE D'ARTE MINORI

Muri di sostegno in c.a.
Relazione di calcolo

TEMATICA

H

N. ALLEGATO e SUB.ALL.

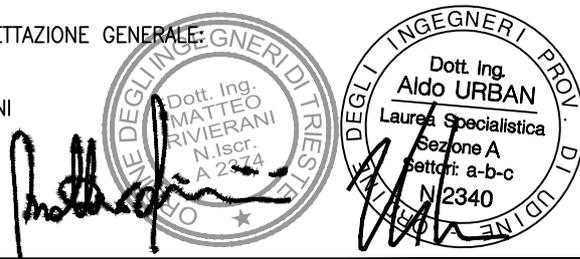
01.00.0.0

REV.	DATA	DESCRIZIONE DELLA REVISIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
3					
2					
1					
0	07/01/2015	PRIMA EMISSIONE	DM	MSC	EP

COORDINAMENTO E PROGETTAZIONE GENERALE:

S.p.A. AUTOVIE VENETE :

dott. ing. Matteo RIVIERANI
dott. ing. Aldo URBAN



PROGETTAZIONE SPECIALISTICA:

dott. ing. Marco SCAGNETTI

Collaboratori
dott. ing. Diego MOZINA



SUPPORTO TECNICO OPERATIVO LOGISTICO

S.p.A. AUTOVIE VENETE

34143 TRIESTE - Via V. Locchi, 19 - tel. 040/3189111
Società soggetta all'attività di direzione e coordinamento da parte di
Friulia S.p.A. - Finanziaria Regionale Friuli-Venezia Giulia

CONCESSIONARIA AUTOSTRADE
A4 VENEZIA - TRIESTE
A23 PALMANOVA UDINE
A28 PORTOGRUARO CONEGLIANO

IL CAPO COMMESSA:
dott.ing. Edoardo PELLA

IL DIRETTORE AREA OPERATIVA:
dott.ing. Enrico RAZZINI



**COMMISSARIO DELEGATO
PER L'EMERGENZA**

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
dott.ing. Enrico RAZZINI



NOME FILE:
1319H0100000.dwg
1319H0100000.PLT

DATA PROGETTO:
02.06.2014

21A193

CODICE MASTRO

13

19

0

ANNO N.PROGETTO REVISIONE

SOMMARIO

SOMMARIO I

1	PREMESSE	2
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	2
3	CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE	4
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	5
5	CRITERI DI VERIFICA	6
6	STATI LIMITE CONSIDERATI	7
6.1	STATI LIMITE ULTIMI.....	7
6.2	STATI LIMITE DI ESERCIZIO	7
6.3	SISMICA	8
6.3.1	Categoria del suolo di fondazione	8
6.3.2	Vita Nominale e Classe d'Uso	8
6.3.3	Parametri sismici	8
7	MURO A	9
7.1	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E DATI DI PROGETTO.....	9
7.2	VERIFICHE GEOTECNICHE E DI EQUILIBRIO DI CORPO RIGIDO	12
7.2.1	Concio A1	12
7.2.2	Concio A2	18
7.2.3	Concio A3	24
7.2.4	Muro d'ala	30
7.3	VERIFICHE STRUTTURALI	36
7.3.1	Concio A1	36
7.3.2	Concio A2	41
7.3.3	Concio A3	45
7.3.4	Muro d'ala	51
8	MURO B	56
8.1	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E DATI DI PROGETTO.....	56
8.1	VERIFICHE GEOTECNICHE E DI EQUILIBRIO DI CORPO RIGIDO	57
8.1	VERIFICHE STRUTTURALI	65

1 PREMESSE

Oggetto della presente relazione illustrativa e di calcolo sono le opere strutturali da realizzarsi presso il nuovo casello autostradale del Lisert nel comune di Doberdò del Lago in provincia di Gorizia.

In particolare le strutture oggetto della presente relazione sono le seguenti:

1. il muro di sostegno tipo A (comprensivo del muro d'ala);
2. il muro di sostegno tipo B;

Tutti i calcoli e le verifiche sono stati svolti secondo le regole della scienza delle costruzioni con il metodo degli stati limite.

Le unità di misura adottate sono quelle del S.I.

Alla presente relazione sono allegate le tavole di progetto, alle quali si rimanda per una descrizione più completa e dettagliata delle opere.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- L. n° 1086, 5/11/1971 e relative istruzioni emanate con Circ. n.11951 del 14/02/1974 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso e per le strutture metalliche;
- L. n° 64 del 2/02/1974 - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;

Azioni sulle costruzioni:

- D.M. 14/01/2008-cap. 2, cap. 7 - Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 2-2-2009, cap.2, cap.7 – istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 14/01/2008;
- UNI EN 1998-1, 2005 - Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
- UNI EN 1998-5, 2005 - Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;

Norme per opere in c.a. e c.a.p.:

- D.M. 14/01/2008 cap.4, cap.7 - Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 2-2-2009, cap.4, cap.7 – istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 14/01/2008;
- UNI EN 1992-1-1, 2005- Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;

Norme per le opere di fondazione:

- D.M. 14/01/2008, cap. 6, cap. 7 - Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 2-2-2009, cap.6, cap.7 – istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 14/01/2008;

Specifiche calcestruzzo:

- UNI EN 206-1, 2006 - Calcestruzzo - Parte 1: specificazione, prestazione, produzione e conformità;

- UNI 11104, 2004 - Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1;
- UNI ENV 13670-1, 2001 - Esecuzione di strutture di calcestruzzo - Requisiti comuni;

Specifiche acciaio da armatura:

- UNI EN 10293, 2006 - Getti di acciaio per impieghi tecnici generali;

3 CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Sulla base dei dati geotecnici disponibili (vedi elab. 1319C0000000 – Indagini geognostiche, geofisiche e relazione geologica/geotecnica), si osserva che la situazione stratigrafica è caratterizzata, entro i primi due metri di terreno al di sotto del piano campagna attuale, da limi argillosi debolmente sabbiosi con elementi di ghiaia molto compatti, e, più in profondità, da calcare micritico grigio da fortemente a scarsamente fratturato.

Per quanto riguarda la determinazione delle spinte sul muro, tenuto conto anche del fatto che la gran parte del terreno sostenuto a monte è costituito da materiale da rilevato (tra 6 e 8 metri), ai fini del calcolo si considera un terreno equivalente uniforme drenato, caratterizzato dai seguenti parametri geotecnici caratteristici:

γ	ϕ'	c'	c_u
kN/m^3	°	kPa	kPa
19,00	31,00	0,00	0,00

dove:

- γ_{sat} : peso dell'unità di volume saturo;
- γ : peso dell'unità di volume;
- γ' : peso dell'unità di volume efficace;
- ϕ : angolo di resistenza al taglio;
- c' : coesione efficace;
- c_u : resistenza non drenata.

La quota di falda rilevata è di 3 metri sotto il piano campagna.

Ai fini della valutazione degli effetti sismici, si classifica il terreno come appartenente alla categoria di profilo stratigrafico di tipo B.

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzi non armati PER STRUTTURE DI SOTTOFONDAZIONE C12/15

Con riferimento alla classificazione di cui al §3.1 della UNI 11104, la classe di esposizione prevista è **X0**: il calcestruzzo dovrà essere conforme alle caratteristiche di cui al Prospetto 4 della UNI 11104 e alle seguenti prescrizioni:

- massimo rapporto acqua/cemento: 0,70
- contenuto minimo di cemento: 200 kg/m³
- consistenza del calcestruzzo "semifluida" di classe S3
- aggregati di tipo non gelivo vagliato e lavato
- diametro massimo inerte: 25 mm
- contenuto massimo di cloruri: 1,00%
- cemento Portland composito tipo II 32,5 R

resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} =$	15,00	MPa
resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0,83 * R_{ck} =$	12,45	MPa

Calcestruzzo C32/40 PER OPERE DI FONDAZIONE E IN ELEVAZIONE

Con riferimento alla classificazione di cui al §3.1 della UNI 11104 la classe di esposizione prevista è **XF2**: il calcestruzzo dovrà essere conforme alle caratteristiche di cui al Prospetto 4 della UNI 11104 e alle seguenti prescrizioni:

- massimo rapporto acqua/cemento: 0,50
- contenuto minimo di cemento: 340 Kg/m³
- consistenza del calcestruzzo "fluida" di classe S4
- aggregati di tipo non gelivo vagliato e lavato
- diametro massimo inerte: 25 mm
- contenuto massimo di cloruri: 0,20%;
- cemento Portland composito tipo II 32,5 R

- resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} =$	30,00	MPa
- resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0,83 * R_{ck} =$	24,90	MPa
- contenuto minimo in aria:		3,0	%

Armature

Si impiega un acciaio in barre ad aderenza migliorata controllato in stabilimento del tipo B450C, con le seguenti caratteristiche:

- tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} =$	540,00	MPa
- tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	450,00	MPa
- modulo di Young	$E_s =$	210.000,00	MPa

- $f_y > f_{y \text{ nom}}$
- $f_{tk} > f_{t \text{ nom}}$
- $(A_{gt})_k \geq 7,5\%$
- $(f_y / f_{y \text{ nom}}) \leq 1,25$
- $1,15 \leq (f_t / f_y)_k \leq 1,35$

5 CRITERI DI VERIFICA

Si eseguono le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE).

Nei confronti degli stati limiti ultimi deve essere rispettata la condizione $E_d \leq R_d$

La resistenza R_d degli elementi strutturali va determinata con riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici di resistenza, divisi per il coefficiente parziale γ_m specificato a seguire.

La struttura risulta sottoposta alle azioni indotte dalle seguenti condizioni di carico elementare:

- Peso proprio delle strutture;
- Spinta del terreno;
- Spinta dovuta al sovraccarico accidentale;
- Spinta sismica del terreno e forza d'inerzia;
- Urto del muro.

Si effettuano le verifiche a scorrimento sul piano di posa, a collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno e strutturali secondo l'APPROCCIO 2 (A1+M1+R3) (cap. 6.5.3.1.1 N.T.C.2008).

Si effettua la verifica a ribaltamento utilizzando i coefficienti parziali per le azioni relativi allo stato limite EQU con i coefficienti dei materiali M2 (cap. 6.5 N.T.C.2008).

La verifica di stabilità globale dell'insieme manufatto-terreno in condizioni ultime viene effettuata secondo l'APPROCCIO 1 - COMBINAZIONE 2 (A2+M2+R2) (cap. 6.5 N.T.C.2008).

Per quanto riguarda la determinazione della spinta del terreno in condizione sismica, trattandosi di opere con stato tensionale e deformativo del terreno prossimo alle condizioni di spinta attiva, si impiega la formulazione di Mononobe-Okabe.

Tab. 6.2.1 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

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

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_r per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R1)	Coefficiente parziale (R2)	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	1,0	1,0	1,4
Scorrimento	1,0	1,0	1,1
Resistenza del terreno a valle	1,0	1,0	1,4

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

Coefficiente	R2
γ_r	1,1

6 STATI LIMITE CONSIDERATI

6.1 STATI LIMITE ULTIMI

Gli stati limite ultimi considerati sono riferiti alle seguenti combinazioni:

SLU combinazione A1+M1: $\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_Q Q + \gamma_Q \sum \psi_{0i} Q_i$

SLU combinazione SISMICA: $E + G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} Q_i$

Per il caso in esame, i coefficienti adottati sono:

$\gamma_{G1} = 1.3$ se A1+M1; 1 se favorevole

$\gamma_{G2} = 1.5$ se A1+M1; 0 se favorevole

$\gamma_Q = 1.5$ se A1+M1; 0 se favorevole

Per le combinazioni in esame, le sollecitazioni risultanti vanno confrontate con la resistenza a rottura delle sezioni in calcestruzzo armato.

6.2 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Le strutture rientrano nella classe di esposizione XF2 riferibile a condizioni ambientali aggressive. L'armatura è di tipo poco sensibile. In considerazione di ciò, gli stati limite di esercizio considerati sono:

SLE combinazione RARA: $G_1 + G_2 + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i$

Limiti tensionali: $\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck}$ $\sigma_s = 0.80 \cdot f_{yk}$

SLE combinazione FREQUENTE: $G_1 + G_2 + \psi_1 Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i$

Limiti fessurativi: $w_d \leq 0.3 \text{ mm}$

SLE combinazione QUASI PERMANENTE: $G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} Q_i$

Limiti tensionali: $\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck}$

Limiti fessurativi: $w_d \leq 0.2 \text{ mm}$

6.3 SISMICA

6.3.1 Categoria del suolo di fondazione

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto sulla base delle indagini svolte, i terreni sono ascrivibili alla Categoria B (cap. 3.2.2 N.T.C.2008).

6.3.2 Vita Nominale e Classe d'Uso

Le NTC adottano un approccio prestazionale alla progettazione delle strutture; in tale ottica si effettuano le seguenti ipotesi di progetto relative agli aspetti di funzionalità richiesti alle opere in esame:

- Vita nominale dell'opera: $V_N = 100$ anni
- Classe d'uso dell'opera: IV ($C_U = 2$)
- Periodo di riferimento dell'opera: $V_R = V_N \cdot C_U = 200$ anni

6.3.3 Parametri sismici

Ricerca per coordinate

Ricerca per comune

Isole

Nodi del reticolo

10990

+

11212

10991

+

11213

Longitudine:

Latitudine:

Parametri interpolati

TR	ag	Fo	Tc*
30	0,041	2,500	0,226
50	0,054	2,499	0,253
72	0,064	2,497	0,270
101	0,075	2,513	0,280
140	0,088	2,491	0,288
201	0,104	2,428	0,303
475	0,146	2,465	0,327
975	0,190	2,519	0,340
2475	0,259	2,579	0,355

OK Annulla

Le sigle individuano nodi per i quali è necessaria una validazione ad hoc.
Elaborazione aprile 2004

V_R Stalo Limite → a_g F_o T_c^*

Suolo S_s Topo h/H S_T

a_{max} g β_m k_h k_v

7 MURO A

Oggetto del presente capitolo della relazione illustrativa e di calcolo è la verifica strutturale del **muro di sostegno tipo A**, posizionato a valle del piazzale di casello e della rampa di uscita per Monfalcone.

Il muro ha uno sviluppo longitudinale complessivo di 74 m. con un'altezza variabile tra 6,60 e 7,90 m. (fuori terra tra 6,10 e 7,00 m.).

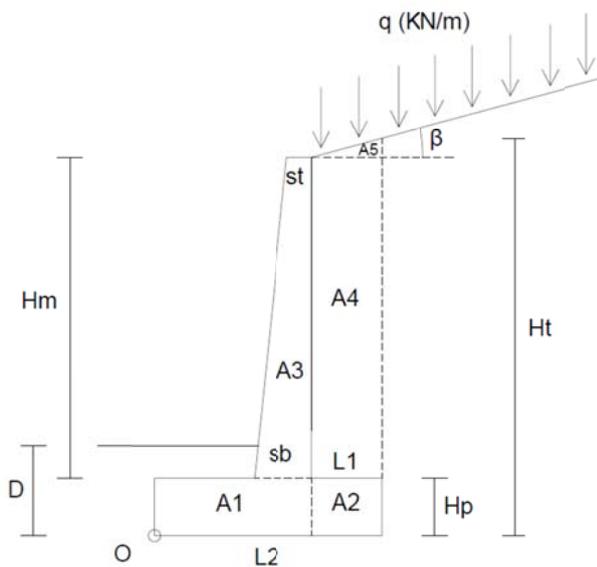
Data la variabilità dell'altezza il muro viene suddiviso in tre conci (A1, A2 e A3) di lunghezze pari a 24,40 m. (A1), 28,55 m. (A2) e 21,90 m. (A3). I conci A1, A2 e A3 presentano mensole di altezze massime pari a 6,85 m., 7,30 m. e 7,90 m. rispettivamente.

All'estremità est del concio A3 è presente un muro d'ala a sostegno del rilevato stradale che si innesta perpendicolarmente sul muro principale. La parte di muro d'ala sovrastante la fondazione del muro principale si ritiene verificata per il vincolo di incastro presente e per l'estensione della fondazione. Si verificherà per cui una sezione del muro d'ala non influenzata dalla fondazione del muro principale.

7.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E DATI DI PROGETTO

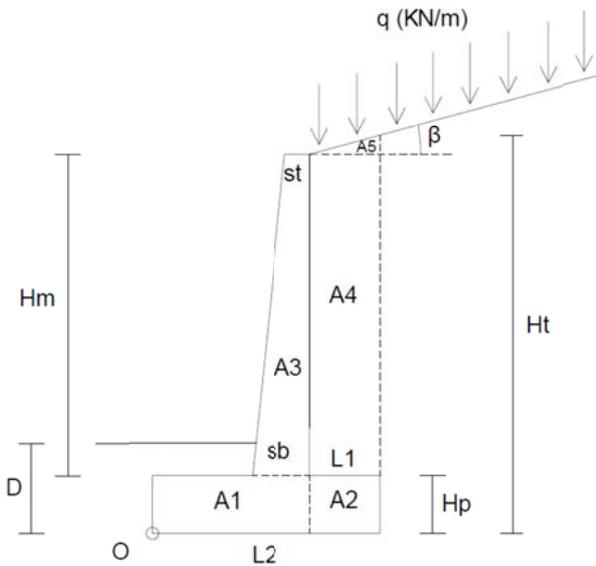
Si riportano le caratteristiche geometriche dei conci del muro:

- **Concio A1**



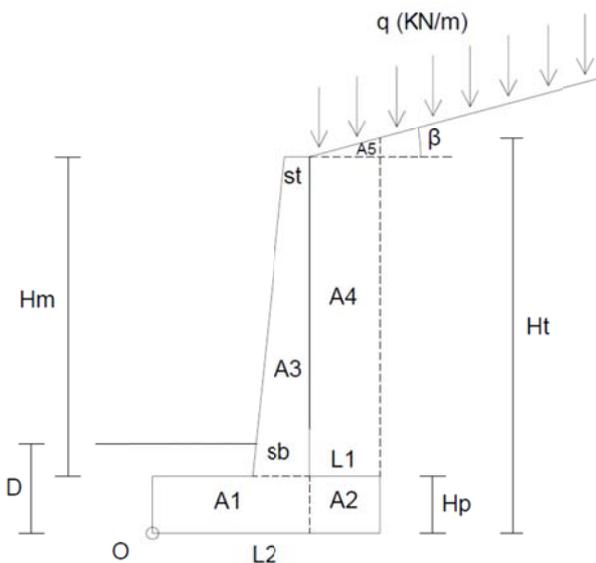
Descrizione	Elemento	Quantità	Unità di misura
altezza mensola	Hm	6,85	m
altezza plinto	Hp	1,20	m
spessore mensola in testa	st	0,70	m
spessore mensola alla base	sb	1,35	m
larghezza plinto lato rilevato	L1	1,70	m
larghezza totale plinto fondazione	L2	5,50	m
profondità fondazione	D	2,10	m
angolo inclinazione terreno a monte	β	0,00	°
peso di volume terreno	γt	19,00	KN/m ³
peso di volume cls	γcls	25,00	KN/m ³
carico accidentale	q	20,00	KN/m
angolo attrito terreno	φ'k	31	°
quota falda da base fondazione	hw	0,00	m
angolo attrito terreno-muro	δ	20,67	°
peso specifico acqua	γw	10,00	KN/m ³
altezza tot muro	Hm+Hp	8,05	m
altezza terreno spingente	Ht	8,05	m
altezza mensola fuori terra	Hft	5,95	m
peso fondazione A1	GA1	114,00	KN/m
peso fondazione A2	GA2	51,00	KN/m
peso fondazione totale	GA1+GA2	165,00	KN/m
peso mensola A3	GA3	175,53	KN/m
peso zavorra terreno A4	GA4	221,26	KN/m
peso zavorra terreno A5	GA5	0,00	KN/m
peso zavorra terreno totale	GA4+GA5	221,26	KN/m
distanza x baricentro mensola da O	dgxo	3,27	m
distanza y baricentro mensola da O	dgyo	4,26	m
y baricentro mensola	dgy	3,06	m
x baricentro mensola	dgx	0,82	m

• **Concio A2**



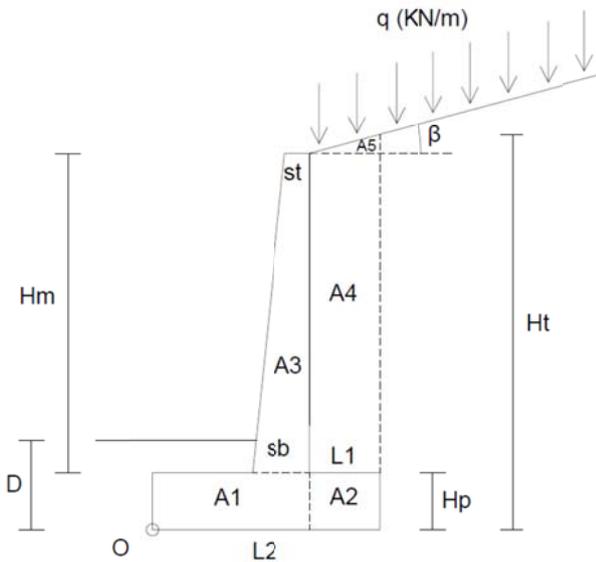
Descrizione	Elemento	Quantità	Unità di misura
altezza mensola	Hm	7,30	m
altezza plinto	Hp	1,20	m
spessore mensola in testa	st	0,70	m
spessore mensola alla base	sb	1,40	m
larghezza plinto lato rilevato	L1	1,70	m
larghezza totale plinto fondazione	L2	5,50	m
profondità fondazione	D	2,20	m
angolo inclinazione terreno a monte	β	0,00	°
peso di volume terreno	γ_t	19,00	KN/m ³
peso di volume cls	γ_{cls}	25,00	KN/m ³
carico accidentale	q	20,00	KN/m
angolo attrito terreno	$\phi'k$	31	°
quota falda da base fondazione	hw	0,00	m
angolo attrito terreno-muro	δ	20,67	°
peso specifico acqua	γ_w	10,00	KN/m ³
altezza tot muro	Hm+Hp	8,50	m
altezza terreno spingente	Ht	8,50	m
altezza mensola fuori terra	Hft	6,30	m
peso fondazione A1	GA1	114,00	KN/m
peso fondazione A2	GA2	51,00	KN/m
peso fondazione totale	GA1+GA2	165,00	KN/m
peso mensola A3	GA3	191,63	KN/m
peso zavorra terreno A4	GA4	235,79	KN/m
peso zavorra terreno A5	GA5	0,00	KN/m
peso zavorra terreno totale	GA4+GA5	235,79	KN/m
distanza x baricentro mensola da O	dgxo	3,26	m
distanza y baricentro mensola da O	dgyo	4,44	m
y baricentro mensola	dgy	3,24	m
x baricentro mensola	dgx	0,86	m

• **Concio A3**



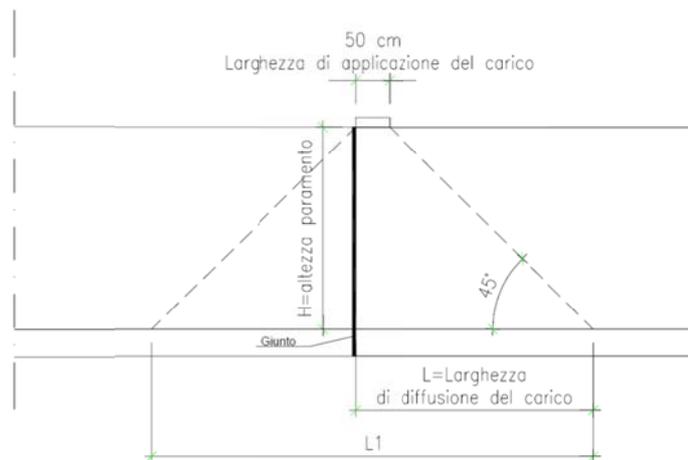
Descrizione	Elemento	Quantità	Unità di misura
altezza mensola	Hm	7,90	m
altezza plinto	Hp	1,40	m
spessore mensola in testa	st	0,70	m
spessore mensola alla base	sb	1,50	m
larghezza plinto lato rilevato	L1	1,70	m
larghezza totale plinto fondazione	L2	5,50	m
profondità fondazione	D	2,30	m
angolo inclinazione terreno a monte	β	0,00	°
peso di volume terreno	γ_t	19,00	KN/m ³
peso di volume cls	γ_{cls}	25,00	KN/m ³
carico accidentale	q	20,00	KN/m
angolo attrito terreno	$\phi'k$	31	°
quota falda da base fondazione	hw	0,00	m
angolo attrito terreno-muro	δ	20,67	°
peso specifico acqua	γ_w	10,00	KN/m ³
altezza tot muro	Hm+Hp	9,30	m
altezza terreno spingente	Ht	9,30	m
altezza mensola fuori terra	Hft	7,00	m
peso fondazione A1	GA1	133,00	KN/m
peso fondazione A2	GA2	59,50	KN/m
peso fondazione totale	GA1+GA2	192,50	KN/m
peso mensola A3	GA3	217,25	KN/m
peso zavorra terreno A4	GA4	255,17	KN/m
peso zavorra terreno A5	GA5	0,00	KN/m
peso zavorra terreno totale	GA4+GA5	255,17	KN/m
distanza x baricentro mensola da O	dgxo	3,23	m
distanza y baricentro mensola da O	dgyo	4,87	m
y baricentro mensola	dgy	3,47	m
x baricentro mensola	dgx	0,93	m

• Muro d'ala



Descrizione	Elemento	Quantità	Unità di misura
altezza mensola	Hm	5,86	m
altezza plinto	Hp	0,80	m
spessore mensola in testa	st	0,65	m
spessore mensola alla base	sb	0,65	m
larghezza plinto lato rilevato	L1	1,70	m
larghezza totale plinto fondazione	L2	3,75	m
profondità fondazione	D	1,70	m
angolo inclinazione terreno a monte	β	0,00	°
peso di volume terreno	γ_t	19,00	KN/m ³
peso di volume cls	γ_{cls}	25,00	KN/m ³
carico accidentale	q	20,00	KN/m
angolo attrito terreno	$\phi'k$	31	°
quota falda da base fondazione	hw	0,00	m
angolo attrito terreno-muro	δ	20,67	°
peso specifico acqua	γ_w	10,00	KN/m ³
altezza tot muro	Hm+Hp	6,66	m
altezza terreno spingente	Ht	6,66	m
altezza mensola fuori terra	Hft	4,96	m
peso fondazione A1	GA1	41,00	KN/m
peso fondazione A2	GA2	34,00	KN/m
peso fondazione totale	GA1+GA2	75,00	KN/m
peso mensola A3	GA3	95,23	KN/m
peso zavorra terreno A4	GA4	189,28	KN/m
peso zavorra terreno A5	GA5	0,00	KN/m
peso zavorra terreno totale	GA4+GA5	189,28	KN/m
distanza x baricentro mensola da O	dgxo	1,73	m
distanza y baricentro mensola da O	dgyo	3,73	m
y baricentro mensola	dgy	2,93	m
x baricentro mensola	dgx	0,33	m

Qualora presente il sicurvia in sommità al muro di sostegno verrà considerato un carico accidentale pari a 100 kN posto a 1 m dal piano viabile. Per la verifica strutturale si considererà il carico distribuito a 45° sull'altezza del muro; data la possibile presenza del giunto strutturale, si considera una larghezza pari a $L < L1$ come da figura:



7.2 VERIFICHE GEOTECNICHE E DI EQUILIBRIO DI CORPO RIGIDO

7.2.1 Concio A1

DATI SISMICI			
coeff. sismico orizzontale	kh	0,0850	
coeff. sismico verticale	kv	0,0425	
kh/(1-kv)	tanθ-	0,089	
kh/(1+kv)	tanθ+	0,082	
	θ-	5,07	°
	θ+	4,66	°

- Verifica a ribaltamento:

EQU+M2			
	tan(φ'd)	0,481	
angolo di attrito terreno di calcolo	φ'd	25,7	°
angolo di attrito terreno-muro	δd	20,7	°
coefficiente di spinta attiva (Coulomb)	Ka	0,348	
gamma terreno di calcolo	γtd	19	KN/m ³
spinta attiva terreno	Sat	235,9	KN/m
spinta sovraccarico	Saq	84,12	KN/m
Spinta idrostatica	Sw	0,00	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno	Sth	220,69	KN/m
Componente verticale spinta terreno	Stv	83,25	KN/m
Componente orizzontale spinta sovraccarico	Sqh	78,70	KN/m
Componente verticale spinta sovraccarico	Sqv	29,69	KN/m
momento ribaltante	Mr	287,8	KNm/m
momento stabilizzante	Ms	1851,0	KNm/m
coeff. Di sicurezza al ribaltamento	Ms/Mr	6,4	
VERIFICA SODDISFATTA			

URTO			
coefficiente di spinta attiva (Coulomb)	Ka	0,348	
Spinta terreno Ht-Hp	St	214,4	KN/m
urto	Fd	11,70	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno	Sth	200,63	KN/m
Componente verticale spinta terreno	Stv	75,68	KN/m
momento ribaltante	Mr	228,0	KNm/m
momento stabilizzante	Ms	2056,6	KNm/m
coeff. Di sicurezza al ribaltamento	Ms/Mr	9,0	
VERIFICA SODDISFATTA			

SISMA		-	+	
	$\tan(\phi'd)$	0,481	0,481	
angolo di attrito terreno di calcolo	$\phi'd$	25,7	25,7	°
angolo di attrito terreno-muro	δd	20,7	20,7	°
coefficiente di spinta attiva (Mononobe - Okabe)	Kae	0,4163	0,4102	
Spinta terreno solo mensola Ht-Hp	St	245,4	263,2	KN/m
Spinta sovraccarico	Sq	0,0	0,0	KN/m
Spinta statica terreno solo mensola Ht-Hp	St stat	214,43	214,43	KN/m
Spinta statica sovraccarico	Sq stat	0,00	0,00	KN/m
Spinta sismica delle terre	Ss	30,97	48,80	KN/m
Spinta forze d'inerzia	Si	47,75	47,75	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno solo mensola	Sth	200,63	200,63	KN/m
Componente verticale spinta terreno solo mensola	Stv	75,68	75,68	KN/m
Componente orizzontale spinta sovraccarico solo mensola	Sqh	0,00	0,00	KN/m
Componente verticale spinta sovraccarico solo mensola	Sqv	0,00	0,00	KN/m
Componente orizzontale spinta sismica	Ssh	28,98	45,66	KN/m
Componente verticale spinta sismica	Ssv	10,93	17,22	KN/m
momento ribaltante	Mr	298,8	308,9	KNm/m
momento stabilizzante	Ms	1969,22	2144,04	KNm/m
coeff. Di sicurezza al ribaltamento	Ms/Mr	6,6	6,9	
VERIFICA SODDISFATTA				

- Verifica a scorrimento sul piano di posa:

APPROCCIO 2			
(A1+M1+R3)			
	$\tan(\phi'd)$	0,601	
angolo di attrito terreno di calcolo	$\phi'd$	31,0	°
angolo di attrito terreno-muro	δd	20,7	°
coefficiente di spinta attiva (Coulomb)	Ka	0,286	
gamma terreno di calcolo	γtd	19	KN/m ³
spinta attiva terreno	Sat	228,9	KN/m
spinta sovraccarico	Saq	69,06	KN/m
Spinta idrostatica	Sw	0,00	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno	Sth	214,14	KN/m
Componente verticale spinta terreno	Stv	80,77	KN/m
Componente orizzontale spinta sovraccarico	Sqh	64,62	KN/m
Componente verticale spinta sovraccarico	Sqv	24,37	KN/m
taglio sul piano di fondazione	V	278,75	KN/m
azione assiale sul piano di fondazione	N	666,93	KN/m
azione di progetto	Ed	278,75	KN/m
resistenza di progetto	Rd	364,30	KN/m
coefficiente di sicurezza allo scorrimento	c.scor.	1,307	
VERIFICA SODDISFATTA			

APPROCCIO 2			
URTO			
(M1+R3)			
coefficiente di spinta attiva (Coulomb)	Ka	0,286	
Spinta terreno solo mensola Ht-Hp	St	176,0	KN/m
urto	Fd	11,70	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno solo mensola	Sth	164,72	KN/m
Componente verticale spinta terreno solo mensola	Stv	62,13	KN/m
taglio sul piano di fondazione	V	176,42	KN/m
azione assiale sul piano di fondazione	N	623,92	KN/m
azione di progetto	Ed	176,42	KN/m
resistenza di progetto	Rd	340,81	KN/m
coefficiente di sicurezza allo scorrimento	c.scor.	1,932	
VERIFICA SODDISFATTA			

		APP. 2 (A1+M1+R3)		
SISMA		-	+	
	tan($\phi'd$)	0,601	0,601	
angolo di attrito terreno di calcolo	$\phi'd$	31,0	31,0	°
angolo di attrito terreno-muro	δd	20,7	20,7	°
coefficiente di spinta attiva (Mononobe - Okabe)	Kae	0,345	0,339	
Spinta terreno solo mensola Ht-Hp	St	203,2	217,9	KN/m
Spinta sovraccarico	Sq	0,0	0,0	KN/m
Spinta statica terreno solo mensola Ht-Hp	St stat	176,05	176,05	KN/m
Spinta statica sovraccarico	Sq stat	0,00	0,00	KN/m
Spinta sismica delle terre	Ss	27,17	41,83	KN/m
Spinta forze d'inerzia	Si	47,75	47,75	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno solo mensola	Sth	164,72	164,72	KN/m
Componente verticale spinta terreno solo mensola	Stv	62,13	62,13	KN/m
Componente orizzontale spinta sovraccarico solo mensola	Sqh	0,00	0,00	KN/m
Componente verticale spinta sovraccarico solo mensola	Sqv	0,00	0,00	KN/m
Componente orizzontale spinta sismica	Ssh	25,42	39,14	KN/m
Componente verticale spinta sismica	Ssv	9,59	14,76	KN/m
taglio sul piano di fondazione	V	237,89	251,61	KN/m
azione assiale sul piano di fondazione	N	657,38	662,56	KN/m
azione di progetto	Ed	237,89	251,61	KN/m
resistenza di progetto	Rd	359,09	361,91	KN/m
coefficiente di sicurezza allo scorrimento	c.scor.	1,509	1,438	
VERIFICA SODDISFATTA				

- Verifica a collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno:

APPROCCIO 2			
STR - Combinazione (A1+M1+R3)			
	tan(ϕ''d)	0,601	
angolo di attrito terreno di calcolo	ϕ''d	31,0	°
angolo di attrito terreno-muro	δd	20,7	°
coefficiente di spinta attiva (Coulomb)			
	Ka	0,286	
gamma terreno di calcolo	γ'd	19	KN/m ³
spinta attiva terreno	Sat	228,9	KN/m
spinta sovraccarico	Saq	69,06	KN/m
Spinta idrostatica	Sw	0,00	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno			
	Sth	214,14	KN/m
Componente verticale spinta terreno			
	Stv	80,77	KN/m
Componente orizzontale spinta sovraccarico			
	Sqh	64,62	KN/m
Componente verticale spinta sovraccarico			
	Sqv	24,37	KN/m
taglio sul piano di fondazione			
	V	278,75	KN/m
azione assiale sul piano di fondazione			
	N	666,93	KN/m
momento ribaltante rispetto ad O	Mr	256,4	KNm/m
momento stabilizzante rispetto ad O	Ms	2056,6	KNm/m
momento totale rispetto ad O	Mtot	1800,26	KNm/m
braccio rispetto ad O	x	2,699	m
eccentricità rispetto asse di fondazione	e	0,051	m
momento totale rispetto asse di fondazione	M	33,8	KNm/m
SEZIONE INTERAMENTE REAGENTE - TENSIONE TRAPEZOIDALE			
sezione compressa della base	b	5,50	m
tensione massima di compressione	σmax	127,97	KN/m ²
CALCOLO DEL CARICO LIMITE			
fattore di capacità portante	Nq	20,63	
fattore di capacità portante	Ny	23,59	
larghezza equivalente fondazione	B'	5,40	m
fattore di inclinazione del carico	iy	0,197	
fattore di inclinazione del carico	iq	0,339	
sovraccarico profondità	qp	39,90	KN/m ²
carico limite terreno di fondazione	Qim	2425,41	KN
VERIFICA SODDISFATTA			
pressione sul terreno ideale su B'	σt	123,54	KN/m ²
percentuale compressa di terreno	%c	98,16%	
distanza dal bordo compresso	u	2,70	m
momento fondazione a valle	Mv	280,73	KNm/m
momento fondazione a monte	Mm	73,56	KNm/m

		APPROCCIO 2	
URTO		(M1+R3)	
coefficiente di spinta attiva (Coulomb)	Ka	0,286	
Spinta terreno solo mensola Ht-Hp	St	176,0	KN/m
urto	Fd	11,70	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno solo mensola	Sth	164,72	KN/m
Componente verticale spinta terreno solo mensola	Stv	62,13	KN/m
taglio sul piano di fondazione	V	176,42	KN/m
azione assiale sul piano di fondazione	N	623,92	KN/m
momento ribaltante rispetto ad O	Mr	206,11	KNm/m
momento stabilizzante rispetto ad O	Ms	2056,63	KNm/m
momento totale rispetto ad O	Mtot	1850,52	KNm/m
braccio rispetto ad O	x	2,966	m
eccentricità rispetto asse di fondazione	e	0,216	m
momento totale rispetto asse di fondazione	M	134,7	KNm/m
SEZIONE REAGENTE		A TRAPEZIO	
sezione compressa della base	b	5,50	m
tensione massima di compressione	σ_{max}	140,16	KN/m ²
CALCOLO DEL CARICO LIMITE			
fattore di capacità portante	Nq	20,63	
fattore di capacità portante	Ny	23,59	
larghezza equivalente fondazione	B'	5,07	m
fattore di inclinazione del carico	iy	0,369	
fattore di inclinazione del carico	iq	0,514	
sovraccarico profondità	qp	39,90	KN/m ²
carico limite terreno di fondazione	Qlim	3663,36	KN
VERIFICA SODDISFATTA			
pressione sul terreno	σ_t	123,11	KN/m ²
percentuale compressa di terreno	%c	92,15%	
distanza dal bordo compresso	u	2,53	m
momento fondazione a valle	Mv	279,44	KNm/m
momento fondazione a monte	Mm	132,43	KNm/m

		APP. 2 (A1+M1+R3)		
SISMA		-	+	
	tan($\phi'd$)	0,601	0,601	
angolo di attrito terreno di calcolo	$\phi'd$	31,0	31,0	°
angolo di attrito terreno-muro	δd	20,7	20,7	°
coefficiente di spinta attiva (Mononobe - Okabe)	Kae	0,3447	0,3395	
Spinta terreno solo mensola Ht-Hp	St	203,2	217,9	KN/m
Spinta sovraccarico	Sq	0,0	0,0	KN/m
Spinta statica terreno solo mensola Ht-Hp	St stat	176,05	176,05	KN/m
Spinta statica sovraccarico	Sq stat	0,00	0,00	KN/m
Spinta sismica delle terre	Ss	27,17	41,83	KN/m
Spinta forze d'inerzia	Si	47,75	47,75	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno solo mensola	Sth	164,72	164,72	KN/m
Componente verticale spinta terreno solo mensola	Stv	62,13	62,13	KN/m
Componente orizzontale spinta sovraccarico solo mensola	Sqh	0,00	0,00	KN/m
Componente verticale spinta sovraccarico solo mensola	Sqv	0,00	0,00	KN/m
Componente orizzontale spinta sismica	Ssh	25,42	39,14	KN/m
Componente verticale spinta sismica	Ssv	9,59	14,76	KN/m
momento ribaltante rispetto ad O	Mr	274,7	283,1	KNm/m
momento stabilizzante rispetto ad O	Ms	1969,22	2144,04	KNm/m
taglio sul piano di fondazione	V	237,89	251,61	KN/m
azione assiale sul piano di fondazione	N	609,63	662,56	KN/m
momento totale rispetto ad O	Mtot	1694,48	1860,95	KNm/m
braccio rispetto ad O	x	2,780	2,809	m
eccentricità rispetto asse di fondazione	e	0,030	0,059	m
momento totale rispetto asse di fondazione	M	18,00	38,91	KNm/m
SEZIONE REAGENTE		A TRAPEZIO	A TRAPEZIO	
sezione compressa della base	b	5,50	5,50	m
tensione massima di compressione	σ_{max}	114,41	128,18	KN/m ²
CALCOLO DEL CARICO LIMITE				
fattore di capacità portante	Nq	20,63	20,63	
fattore di capacità portante	Ny	23,59	23,59	
larghezza equivalente fondazione	B'	5,44	5,38	m
fattore di inclinazione del carico	iy	0,227	0,239	
fattore di inclinazione del carico	iq	0,372	0,385	
sovraccarico profondità	qp	39,90	39,90	KN/m ²
carico limite terreno di fondazione	Q_{lim}	2693,86	2766,80	KN
VERIFICA SODDISFATTA				
pressione sul terreno	σ_t	112,04	123,09	KN/m ²
percentuale compressa di terreno	%c	98,93%	97,86%	
distanza dal bordo compresso	u	2,72	2,69	m
momento fondazione a valle	Mv	246,24	279,40	KNm/m
momento fondazione a monte	Mm	80,56	77,28	KNm/m

- Verifica a **stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno** (con metodo dei conci di Fellenius): la verifica a stabilità globale del complesso muro-terreno è effettuata mediante il metodo semplificato di Fellenius, mediante la scelta di un numero di superfici di rottura circolari e la discretizzazione del volume di terreno in conci prismatici. La combinazione prevista dalle NTC2008 per questa verifica è l'approccio 1 combinazione 2, A2+M2+R2. Le superfici di rottura sono state scelte con un denominatore comune, ovvero il passaggio per lo spigolo inferiore della ciabatta di monte; essendo impossibile che la superficie di rottura intersechi il muro, i centri di rotazione delle superfici di rottura sono limitati lungo l'asse X a L/2 (metà fondazione) e a -L/2 con punto di origine lo spigolo inferiore della ciabatta di valle; per quanto riguarda la limitazione in Y del centro di rotazione delle superfici di rottura, il punto di partenza è limitato inferiormente all'estremo superiore del paramento verticale, per evitare di avere superfici di rottura con tangente > 90° tra l'estremo di monte della superficie di rottura e la linea di pendio. Vengono valutate 100 superfici di rottura e viene riportato il minimo coefficiente di sicurezza e le coordinate del centro di rotazione ed il raggio:

- Verifica a **ribaltamento**:

EQU+M2			
	tan($\phi'd$)	0,481	
angolo di attrito terreno di calcolo	$\phi'd$	25,7	°
angolo di attrito terreno-muro	δd	20,7	°
coefficiente di spinta attiva (Coulomb)	Ka	0,348	
gamma terreno di calcolo	γtd	19	KN/m ³
spinta attiva terreno	Sat	263,0	KN/m
spinta sovraccarico	Saq	88,82	KN/m
Spinta idrostatica	Sw	0,00	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno	Sth	246,06	KN/m
Componente verticale spinta terreno	Stv	92,81	KN/m
Componente orizzontale spinta sovraccarico	Sqh	83,10	KN/m
Componente verticale spinta sovraccarico	Sqv	31,35	KN/m
momento ribaltante	Mr	367,5	KNm/m
momento stabilizzante	Ms	1956,6	KNm/m
coeff. Di sicurezza al ribaltamento	Ms/Mr	5,3	
VERIFICA SODDISFATTA			

URTO			
coefficiente di spinta attiva (Coulomb)	Ka	0,348	
Spinta terreno Ht-Hp	St	239,1	KN/m
urto	Fd	11,11	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno	Sth	223,69	KN/m
Componente verticale spinta terreno	Stv	84,38	KN/m
momento ribaltante	Mr	275,3	KNm/m
momento stabilizzante	Ms	2174,0	KNm/m
coeff. Di sicurezza al ribaltamento	Ms/Mr	7,9	
VERIFICA SODDISFATTA			

SISMA				
		-	+	
	tan($\phi'd$)	0,481	0,481	
angolo di attrito terreno di calcolo	$\phi'd$	25,7	25,7	°
angolo di attrito terreno-muro	δd	20,7	20,7	°
coefficiente di spinta attiva (Mononobe - Okabe)	Kae	0,4163	0,4102	
Spinta terreno solo mensola Ht-Hp	St	273,6	293,5	KN/m
Spinta sovraccarico	Sq	0,0	0,0	KN/m
Spinta statica terreno solo mensola Ht-Hp	St stat	239,07	239,07	KN/m
Spinta statica sovraccarico	Sq stat	0,00	0,00	KN/m
Spinta sismica delle terre	Ss	34,53	54,41	KN/m
Spinta forze d'inerzia	Si	50,36	50,36	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno solo mensola	Sth	223,69	223,69	KN/m
Componente verticale spinta terreno solo mensola	Stv	84,38	84,38	KN/m
Componente orizzontale spinta sovraccarico solo mensola	Sqh	0,00	0,00	KN/m
Componente verticale spinta sovraccarico solo mensola	Sqv	0,00	0,00	KN/m
Componente orizzontale spinta sismica	Ssh	32,31	50,91	KN/m
Componente verticale spinta sismica	Ssv	12,19	19,20	KN/m
momento ribaltante	Mr	372,2	386,4	KNm/m
momento stabilizzante	Ms	2081,62	2266,42	KNm/m
coeff. Di sicurezza al ribaltamento	Ms/Mr	5,6	5,9	
VERIFICA SODDISFATTA				

- Verifica a **scorrimento sul piano di posa**:

APPROCCIO 2			
(A1+M1+R3)			
	tan(ϕ'd)	0,601	
angolo di attrito terreno di calcolo	ϕ'd	31,0	°
angolo di attrito terreno-muro	δd	20,7	°
coefficiente di spinta attiva (Coulomb)	Ka	0,286	
gamma terreno di calcolo	γtd	19	KN/m ³
spinta attiva terreno	Sat	255,2	KN/m
spinta sovraccarico	Saq	72,92	KN/m
Spinta idrostatica	Sw	0,00	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno	Sth	238,75	KN/m
Componente verticale spinta terreno	Stv	90,06	KN/m
Componente orizzontale spinta sovraccarico	Sqh	68,23	KN/m
Componente verticale spinta sovraccarico	Sqv	25,74	KN/m
taglio sul piano di fondazione	V	306,97	KN/m
azione assiale sul piano di fondazione	N	708,21	KN/m
azione di progetto	Ed	306,97	KN/m
resistenza di progetto	Rd	386,85	KN/m
coefficiente di sicurezza allo scorrimento	c.scor.	1,260	
VERIFICA SODDISFATTA			

APPROCCIO 2			
(M1+R3)			
URTO			
coefficiente di spinta attiva (Coulomb)	Ka	0,286	
Spinta terreno solo mensola Ht-Hp	St	196,3	KN/m
urto	Fd	11,11	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno solo mensola	Sth	183,65	KN/m
Componente verticale spinta terreno solo mensola	Stv	69,27	KN/m
taglio sul piano di fondazione	V	194,76	KN/m
azione assiale sul piano di fondazione	N	661,69	KN/m
azione di progetto	Ed	194,76	KN/m
resistenza di progetto	Rd	361,44	KN/m
coefficiente di sicurezza allo scorrimento	c.scor.	1,856	
VERIFICA SODDISFATTA			

APP. 2 (A1+M1+R3)				
SISMA		-	+	
	tan(ϕ'd)	0,601	0,601	
angolo di attrito terreno di calcolo	ϕ'd	31,0	31,0	°
angolo di attrito terreno-muro	δd	20,7	20,7	°
coefficiente di spinta attiva (Mononobe - Okabe)	Kae	0,345	0,339	
Spinta terreno solo mensola Ht-Hp	St	226,6	242,9	KN/m
Spinta sovraccarico	Sq	0,0	0,0	KN/m
Spinta statica terreno solo mensola Ht-Hp	St stat	196,28	196,28	KN/m
Spinta statica sovraccarico	Sq stat	0,00	0,00	KN/m
Spinta sismica delle terre	Ss	30,29	46,64	KN/m
Spinta forze d'inerzia	Si	50,36	50,36	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno solo mensola	Sth	183,65	183,65	KN/m
Componente verticale spinta terreno solo mensola	Stv	69,27	69,27	KN/m
Componente orizzontale spinta sovraccarico solo mensola	Sqh	0,00	0,00	KN/m
Componente verticale spinta sovraccarico solo mensola	Sqv	0,00	0,00	KN/m
Componente orizzontale spinta sismica	Ssh	28,34	43,64	KN/m
Componente verticale spinta sismica	Ssv	10,69	16,46	KN/m
taglio sul piano di fondazione	V	262,35	277,64	KN/m
azione assiale sul piano di fondazione	N	697,56	703,33	KN/m
azione di progetto	Ed	262,35	277,64	KN/m
resistenza di progetto	Rd	381,03	384,18	KN/m
coefficiente di sicurezza allo scorrimento	c.scor.	1,452	1,384	
VERIFICA SODDISFATTA				

- Verifica a collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno:

APPROCCIO 2			
STR - Combinazione (A1+M1+R3)			
	tan($\phi'd$)	0,601	
angolo di attrito terreno di calcolo	$\phi'd$	31,0	°
angolo di attrito terreno-muro	δd	20,7	°
coefficiente di spinta attiva (Coulomb)	Ka	0,286	
gamma terreno di calcolo	γtd	19	KN/m ³
spinta attiva terreno	Sat	255,2	KN/m
spinta sovraccarico	Saq	72,92	KN/m
Spinta idrostatica	Sw	0,00	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno	Sth	238,75	KN/m
Componente verticale spinta terreno	Stv	90,06	KN/m
Componente orizzontale spinta sovraccarico	Sqh	68,23	KN/m
Componente verticale spinta sovraccarico	Sqv	25,74	KN/m
taglio sul piano di fondazione	V	306,97	KN/m
azione assiale sul piano di fondazione	N	708,21	KN/m
momento ribaltante rispetto ad O	Mr	329,6	KNm/m
momento stabilizzante rispetto ad O	Ms	2174,0	KNm/m
momento totale rispetto ad O	Mtot	1844,46	KNm/m
braccio rispetto ad O	x	2,604	m
eccentricità rispetto asse di fondazione	e	0,146	m
momento totale rispetto asse di fondazione	M	103,1	KNm/m
SEZIONE INTERAMENTE REAGENTE - TENSIONE TRAPEZOIDALE			
sezione compressa della base	b	5,50	m
tensione massima di compressione	σ_{max}	149,22	KN/m ²
CALCOLO DEL CARICO LIMITE			
fattore di capacità portante	Nq	20,63	
fattore di capacità portante	Ny	23,59	
larghezza equivalente fondazione	B'	5,21	m
fattore di inclinazione del carico	iy	0,182	
fattore di inclinazione del carico	iq	0,321	
sovraccarico profondità	qp	41,80	KN/m ²
carico limite terreno di fondazione	Q_{lim}	2231,60	KN
VERIFICA SODDISFATTA			
pressione sul terreno ideale su B'	σt	135,96	KN/m ²
percentuale compressa di terreno	%c	94,71%	
distanza dal bordo compresso	u	2,60	m
momento fondazione a valle	Mv	305,17	KNm/m
momento fondazione a monte	Mm	108,85	KNm/m

		APPROCCIO 2	
URTO		(M1+R3)	
coefficiente di spinta attiva (Coulomb)	Ka	0,286	
Spinta terreno solo mensola Ht-Hp	St	196,3	KN/m
urto	Fd	11,11	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno solo mensola	Sth	183,65	KN/m
Componente verticale spinta terreno solo mensola	Stv	69,27	KN/m
taglio sul piano di fondazione	V	194,76	KN/m
azione assiale sul piano di fondazione	N	661,69	KN/m
momento ribaltante rispetto ad O	Mr	244,89	KNm/m
momento stabilizzante rispetto ad O	Ms	2174,02	KNm/m
momento totale rispetto ad O	Mtot	1929,13	KNm/m
braccio rispetto ad O	x	2,915	m
eccentricità rispetto asse di fondazione	e	0,165	m
momento totale rispetto asse di fondazione	M	109,5	KNm/m
SEZIONE REAGENTE		A TRAPEZIO	
sezione compressa della base	b	5,50	m
tensione massima di compressione	σ_{max}	142,02	KN/m ²
CALCOLO DEL CARICO LIMITE			
fattore di capacità portante	Nq	20,63	
fattore di capacità portante	Ny	23,59	
larghezza equivalente fondazione	B'	5,17	m
fattore di inclinazione del carico	iy	0,351	
fattore di inclinazione del carico	iq	0,498	
sovraccarico profondità	qp	41,80	KN/m ²
carico limite terreno di fondazione	Qlim	3722,68	KN
VERIFICA SODDISFATTA			
pressione sul terreno	ot	128,01	KN/m ²
percentuale compressa di terreno	%c	93,98%	
distanza dal bordo compresso	u	2,58	m
momento fondazione a valle	Mv	282,27	KNm/m
momento fondazione a monte	Mm	123,80	KNm/m

		APP. 2 (A1+M1+R3)		
SISMA		-	+	
	tan($\phi'd$)	0,601	0,601	
angolo di attrito terreno di calcolo	$\phi'd$	31,0	31,0	°
angolo di attrito terreno-muro	δd	20,7	20,7	°
coefficiente di spinta attiva (Mononobe - Okabe)	Kae	0,3447	0,3395	
Spinta terreno solo mensola Ht-Hp	St	226,6	242,9	KN/m
Spinta sovraccarico	Sq	0,0	0,0	KN/m
Spinta statica terreno solo mensola Ht-Hp	St stat	196,28	196,28	KN/m
Spinta statica sovraccarico	Sq stat	0,00	0,00	KN/m
Spinta sismica delle terre	Ss	30,29	46,64	KN/m
Spinta forze d'inerzia	Si	50,36	50,36	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno solo mensola	Sth	183,65	183,65	KN/m
Componente verticale spinta terreno solo mensola	Stv	69,27	69,27	KN/m
Componente orizzontale spinta sovraccarico solo mensola	Sqh	0,00	0,00	KN/m
Componente verticale spinta sovraccarico solo mensola	Sqv	0,00	0,00	KN/m
Componente orizzontale spinta sismica	Ssh	28,34	43,64	KN/m
Componente verticale spinta sismica	Ssv	10,69	16,46	KN/m
momento ribaltante rispetto ad O	Mr	338,9	350,5	KNm/m
momento stabilizzante rispetto ad O	Ms	2081,62	2266,42	KNm/m
taglio sul piano di fondazione	V	262,35	277,64	KN/m
azione assiale sul piano di fondazione	N	647,20	703,33	KN/m
momento totale rispetto ad O	Mtot	1742,77	1915,96	KNm/m
braccio rispetto ad O	x	2,693	2,724	m
eccentricità rispetto asse di fondazione	e	0,057	0,026	m
momento totale rispetto asse di fondazione	M	37,03	18,19	KNm/m
SEZIONE REAGENTE		A TRAPEZIO	A TRAPEZIO	
sezione compressa della base	b	5,50	5,50	m
tensione massima di compressione	σ_{max}	125,02	131,48	KN/m ²
CALCOLO DEL CARICO LIMITE				
fattore di capacità portante	Nq	20,63	20,63	
fattore di capacità portante	Ny	23,59	23,59	
larghezza equivalente fondazione	B'	5,39	5,45	m
fattore di inclinazione del carico	iy	0,210	0,222	
fattore di inclinazione del carico	iq	0,354	0,366	
sovraccarico profondità	qp	41,80	41,80	KN/m ²
carico limite terreno di fondazione	Q_{lim}	2539,84	2704,34	KN
VERIFICA SODDISFATTA				
pressione sul terreno	σ_t	120,17	129,09	KN/m ²
percentuale compressa di terreno	%c	97,92%	99,06%	
distanza dal bordo compresso	u	2,69	2,72	m
momento fondazione a valle	Mv	259,70	285,38	KNm/m
momento fondazione a monte	Mm	92,71	68,41	KNm/m

- Verifica a **stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno** (con metodo dei conci di Fellenius): la verifica a stabilità globale del complesso muro-terreno è effettuata mediante il metodo semplificato di Fellenius, mediante la scelta di un numero di superfici di rottura circolari e la discretizzazione del volume di terreno in conci prismatici. La combinazione prevista dalle NTC2008 per questa verifica è l'approccio 1 combinazione 2, A2+M2+R2. Le superfici di rottura sono state scelte con un denominatore comune, ovvero il passaggio per lo spigolo inferiore della ciabatta di monte; essendo impossibile che la superficie di rottura intersechi il muro, i centri di rotazione delle superfici di rottura sono limitati lungo l'asse X a L/2 (metà fondazione) e a -L/2 con punto di origine lo spigolo inferiore della ciabatta di valle; per quanto riguarda la limitazione in Y del centro di rotazione delle superfici di rottura, il punto di partenza è limitato inferiormente all'estremo superiore del paramento verticale, per evitare di avere superfici di rottura con tangente > 90° tra l'estremo di monte della superficie di rottura e la linea di pendio. Vengono valutate 100 superfici di rottura e viene riportato il minimo coefficiente di sicurezza e le coordinate del centro di rotazione ed il raggio:

EQU+M2			
	tan(ϕ' d)	0,481	
angolo di attrito terreno di calcolo	ϕ' d	25,7	°
angolo di attrito terreno-muro	δ d	20,7	°
coefficiente di spinta attiva (Coulomb)	Ka	0,348	
gamma terreno di calcolo	γ td	19	KN/m ³
spinta attiva terreno	Sat	314,8	KN/m
spinta sovraccarico	Saq	97,18	KN/m
Spinta idrostatica	Sw	0,00	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno	Sth	294,55	KN/m
Componente verticale spinta terreno	Stv	111,11	KN/m
Componente orizzontale spinta sovraccarico	Sqh	90,93	KN/m
Componente verticale spinta sovraccarico	Sqv	34,30	KN/m
momento ribaltante	Mr	536,2	KNm/m
momento stabilizzante	Ms	2175,0	KNm/m
coeff. Di sicurezza al ribaltamento	Ms/Mr	4,1	
VERIFICA SODDISFATTA			

URTO			
coefficiente di spinta attiva (Coulomb)	Ka	0,348	
Spinta terreno Ht-Hp	St	286,2	KN/m
urto	Fd	10,20	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno	Sth	267,78	KN/m
Componente verticale spinta terreno	Stv	101,01	KN/m
momento ribaltante	Mr	379,7	KNm/m
momento stabilizzante	Ms	2416,7	KNm/m
coeff. Di sicurezza al ribaltamento	Ms/Mr	6,4	
VERIFICA SODDISFATTA			

SISMA				
		-	+	
	tan(ϕ' d)	0,481	0,481	
angolo di attrito terreno di calcolo	ϕ' d	25,7	25,7	°
angolo di attrito terreno-muro	δ d	20,7	20,7	°
coefficiente di spinta attiva (Mononobe - Okabe)	Kae	0,4163	0,4102	
Spinta terreno solo mensola Ht-Hp	St	327,5	351,3	KN/m
Spinta sovraccarico	Sq	0,0	0,0	KN/m
Spinta statica terreno solo mensola Ht-Hp	St stat	286,19	286,19	KN/m
Spinta statica sovraccarico	Sq stat	0,00	0,00	KN/m
Spinta sismica delle terre	Ss	41,33	65,14	KN/m
Spinta forze d'inerzia	Si	56,52	56,52	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno solo mensola	Sth	267,78	267,78	KN/m
Componente verticale spinta terreno solo mensola	Stv	101,01	101,01	KN/m
Componente orizzontale spinta sovraccarico solo mensola	Sqh	0,00	0,00	KN/m
Componente verticale spinta sovraccarico solo mensola	Sqv	0,00	0,00	KN/m
Componente orizzontale spinta sismica	Ssh	38,67	60,94	KN/m
Componente verticale spinta sismica	Ssv	14,59	22,99	KN/m
momento ribaltante	Mr	531,7	554,5	KNm/m
momento stabilizzante	Ms	2314,00	2519,42	KNm/m
coeff. Di sicurezza al ribaltamento	Ms/Mr	4,4	4,5	
VERIFICA SODDISFATTA				

- Verifica a scorrimento sul piano di posa:

APPROCCIO 2			
(A1+M1+R3)			
	tan(ϕ'd)	0,601	
angolo di attrito terreno di calcolo	ϕ'd	31,0	°
angolo di attrito terreno-muro	δd	20,7	°
coefficiente di spinta attiva (Coulomb)	Ka	0,286	
gamma terreno di calcolo	γd	19	KN/m ³
spinta attiva terreno	Sat	305,5	KN/m
spinta sovraccarico	Saq	79,78	KN/m
Spinta idrostatica	Sw	0,00	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno	Sth	285,80	KN/m
Componente verticale spinta terreno	Stv	107,81	KN/m
Componente orizzontale spinta sovraccarico	Sqh	74,65	KN/m
Componente verticale spinta sovraccarico	Sqv	28,16	KN/m
taglio sul piano di fondazione	V	360,45	KN/m
azione assiale sul piano di fondazione	N	800,88	KN/m
azione di progetto	Ed	360,45	KN/m
resistenza di progetto	Rd	437,47	KN/m
coefficiente di sicurezza allo scorrimento	c.scor.	1,214	
VERIFICA SODDISFATTA			

APPROCCIO 2			
(M1+R3)			
URTO			
coefficiente di spinta attiva (Coulomb)	Ka	0,286	
Spinta terreno solo mensola Ht-Hp	St	235,0	KN/m
urto	Fd	10,20	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno solo mensola	Sth	219,85	KN/m
Componente verticale spinta terreno solo mensola	Stv	82,93	KN/m
taglio sul piano di fondazione	V	230,05	KN/m
azione assiale sul piano di fondazione	N	747,85	KN/m
azione di progetto	Ed	230,05	KN/m
resistenza di progetto	Rd	408,50	KN/m
coefficiente di sicurezza allo scorrimento	c.scor.	1,776	
VERIFICA SODDISFATTA			

APP. 2 (A1+M1+R3)				
SISMA		-	+	
	tan(ϕ'd)	0,601	0,601	
angolo di attrito terreno di calcolo	ϕ'd	31,0	31,0	°
angolo di attrito terreno-muro	δd	20,7	20,7	°
coefficiente di spinta attiva (Mononobe - Okabe)	Kae	0,345	0,339	
Spinta terreno solo mensola Ht-Hp	St	271,2	290,8	KN/m
Spinta sovraccarico	Sq	0,0	0,0	KN/m
Spinta statica terreno solo mensola Ht-Hp	St stat	234,97	234,97	KN/m
Spinta statica sovraccarico	Sq stat	0,00	0,00	KN/m
Spinta sismica delle terre	Ss	36,26	55,83	KN/m
Spinta forze d'inerzia	Si	56,52	56,52	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno solo mensola	Sth	219,85	219,85	KN/m
Componente verticale spinta terreno solo mensola	Stv	82,93	82,93	KN/m
Componente orizzontale spinta sovraccarico solo mensola	Sqh	0,00	0,00	KN/m
Componente verticale spinta sovraccarico solo mensola	Sqv	0,00	0,00	KN/m
Componente orizzontale spinta sismica	Ssh	33,93	52,24	KN/m
Componente verticale spinta sismica	Ssv	12,80	19,70	KN/m
taglio sul piano di fondazione	V	310,29	328,60	KN/m
azione assiale sul piano di fondazione	N	788,90	795,81	KN/m
azione di progetto	Ed	310,29	328,60	KN/m
resistenza di progetto	Rd	430,93	434,70	KN/m
coefficiente di sicurezza allo scorrimento	c.scor.	1,389	1,323	
VERIFICA SODDISFATTA				

- Verifica a collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno:

APPROCCIO 2			
STR - Combinazione (A1+M1+R3)			
	tan(ϕ''d)	0,601	
angolo di attrito terreno di calcolo	ϕ''d	31,0	°
angolo di attrito terreno-muro	δd	20,7	°
coefficiente di spinta attiva (Coulomb)			
	Ka	0,286	
gamma terreno di calcolo	γ'd	19	KN/m ³
spinta attiva terreno	Sat	305,5	KN/m
spinta sovraccarico	Saq	79,78	KN/m
Spinta idrostatica	Sw	0,00	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno	Sth	285,80	KN/m
Componente verticale spinta terreno	Stv	107,81	KN/m
Componente orizzontale spinta sovraccarico	Sqh	74,65	KN/m
Componente verticale spinta sovraccarico	Sqv	28,16	KN/m
taglio sul piano di fondazione	V	360,45	KN/m
azione assiale sul piano di fondazione	N	800,88	KN/m
momento ribaltante rispetto ad O	Mr	485,3	KNm/m
momento stabilizzante rispetto ad O	Ms	2416,7	KNm/m
momento totale rispetto ad O	Mtot	1931,40	KNm/m
braccio rispetto ad O	x	2,412	m
eccentricità rispetto asse di fondazione	e	0,338	m
momento totale rispetto asse di fondazione	M	271,0	KNm/m
SEZIONE INTERAMENTE REAGENTE - TENSIONE TRAPEZOIDALE			
sezione compressa della base	b	5,50	m
tensione massima di compressione	σmax	199,37	KN/m ²
CALCOLO DEL CARICO LIMITE			
fattore di capacità portante	Nq	20,63	
fattore di capacità portante	Ny	23,59	
larghezza equivalente fondazione	B'	4,82	m
fattore di inclinazione del carico	iy	0,166	
fattore di inclinazione del carico	iq	0,302	
sovraccarico profondità	qp	43,70	KN/m ²
carico limite terreno di fondazione	Qim	1934,42	KN
VERIFICA SODDISFATTA			
pressione sul terreno ideale su B'	σt	166,05	KN/m ²
percentuale compressa di terreno	%c	87,69%	
distanza dal bordo compresso	u	2,41	m
momento fondazione a valle	Mv	346,62	KNm/m
momento fondazione a monte	Mm	180,55	KNm/m

		APPROCCIO 2	
URTO		(M1+R3)	
coefficiente di spinta attiva (Coulomb)	Ka	0,286	
Spinta terreno solo mensola Ht-Hp	St	235,0	KN/m
urto	Fd	10,20	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno solo mensola	Sth	219,85	KN/m
Componente verticale spinta terreno solo mensola	Stv	82,93	KN/m
taglio sul piano di fondazione	V	230,05	KN/m
azione assiale sul piano di fondazione	N	747,85	KN/m
momento ribaltante rispetto ad O	Mr	330,53	KNm/m
momento stabilizzante rispetto ad O	Ms	2416,71	KNm/m
momento totale rispetto ad O	Mtot	2086,18	KNm/m
braccio rispetto ad O	x	2,790	m
eccentricità rispetto asse di fondazione	e	0,040	m
momento totale rispetto asse di fondazione	M	29,6	KNm/m
SEZIONE REAGENTE		A TRAPEZIO	
sezione compressa della base	b	5,50	m
tensione massima di compressione	σ_{max}	141,84	KN/m ²
CALCOLO DEL CARICO LIMITE			
fattore di capacità portante	Nq	20,63	
fattore di capacità portante	Ny	23,59	
larghezza equivalente fondazione	B'	5,42	m
fattore di inclinazione del carico	iy	0,332	
fattore di inclinazione del carico	iq	0,479	
sovraccarico profondità	qp	43,70	KN/m ²
carico limite terreno di fondazione	Qlim	3904,28	KN
VERIFICA SODDISFATTA			
pressione sul terreno	ot	137,96	KN/m ²
percentuale compressa di terreno	%c	98,56%	
distanza dal bordo compresso	u	2,71	m
momento fondazione a valle	Mv	272,32	KNm/m
momento fondazione a monte	Mm	86,26	KNm/m

		APP. 2 (A1+M1+R3)		
SISMA		-	+	
	tan($\phi'd$)	0,601	0,601	
angolo di attrito terreno di calcolo	$\phi'd$	31,0	31,0	°
angolo di attrito terreno-muro	δd	20,7	20,7	°
coefficiente di spinta attiva (Mononobe - Okabe)	Kae	0,3447	0,3395	
Spinta terreno solo mensola Ht-Hp	St	271,2	290,8	KN/m
Spinta sovraccarico	Sq	0,0	0,0	KN/m
Spinta statica terreno solo mensola Ht-Hp	St stat	234,97	234,97	KN/m
Spinta statica sovraccarico	Sq stat	0,00	0,00	KN/m
Spinta sismica delle terre	Ss	36,26	55,83	KN/m
Spinta forze d'inerzia	Si	56,52	56,52	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno solo mensola	Sth	219,85	219,85	KN/m
Componente verticale spinta terreno solo mensola	Stv	82,93	82,93	KN/m
Componente orizzontale spinta sovraccarico solo mensola	Sqh	0,00	0,00	KN/m
Componente verticale spinta sovraccarico solo mensola	Sqv	0,00	0,00	KN/m
Componente orizzontale spinta sismica	Ssh	33,93	52,24	KN/m
Componente verticale spinta sismica	Ssv	12,80	19,70	KN/m
momento ribaltante rispetto ad O	Mr	477,7	496,4	KNm/m
momento stabilizzante rispetto ad O	Ms	2314,00	2519,42	KNm/m
taglio sul piano di fondazione	V	310,29	328,60	KN/m
azione assiale sul piano di fondazione	N	732,38	795,81	KN/m
momento totale rispetto ad O	Mtot	1836,34	2022,99	KNm/m
braccio rispetto ad O	x	2,507	2,542	m
eccentricità rispetto asse di fondazione	e	0,243	0,208	m
momento totale rispetto asse di fondazione	M	177,71	165,49	KNm/m
SEZIONE REAGENTE		A TRAPEZIO	A TRAPEZIO	
sezione compressa della base	b	5,50	5,50	m
tensione massima di compressione	σ_{max}	168,41	177,52	KN/m ²
CALCOLO DEL CARICO LIMITE				
fattore di capacità portante	Nq	20,63	20,63	
fattore di capacità portante	Ny	23,59	23,59	
larghezza equivalente fondazione	B'	5,01	5,08	m
fattore di inclinazione del carico	iy	0,191	0,202	
fattore di inclinazione del carico	iq	0,332	0,345	
sovraccarico profondità	qp	43,70	43,70	KN/m ²
carico limite terreno di fondazione	Q_{lim}	2151,50	2300,66	KN
VERIFICA SODDISFATTA				
pressione sul terreno	σ_t	146,05	156,53	KN/m ²
percentuale compressa di terreno	%c	91,18%	92,44%	
distanza dal bordo compresso	u	2,51	2,54	m
momento fondazione a valle	Mv	293,72	321,44	KNm/m
momento fondazione a monte	Mm	159,72	138,42	KNm/m

- Verifica a **stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno** (con metodo dei conci di Fellenius): la verifica a stabilità globale del complesso muro-terreno è effettuata mediante il metodo semplificato di Fellenius, mediante la scelta di un numero di superfici di rottura circolari e la discretizzazione del volume di terreno in conci prismatici. La combinazione prevista dalle NTC2008 per questa verifica è l'approccio 1 combinazione 2, A2+M2+R2. Le superfici di rottura sono state scelte con un denominatore comune, ovvero il passaggio per lo spigolo inferiore della ciabatta di monte; essendo impossibile che la superficie di rottura intersechi il muro, i centri di rotazione delle superfici di rottura sono limitati lungo l'asse X a L/2 (metà fondazione) e a -L/2 con punto di origine lo spigolo inferiore della ciabatta di valle; per quanto riguarda la limitazione in Y del centro di rotazione delle superfici di rottura, il punto di partenza è limitato inferiormente all'estremo superiore del paramento verticale, per evitare di avere superfici di rottura con tangente > 90° tra l'estremo di monte della superficie di rottura e la linea di pendio. Vengono valutate 100 superfici di rottura e viene riportato il minimo coefficiente di sicurezza e le coordinate del centro di rotazione ed il raggio:

EQU+M2			
	tan($\phi'd$)	0,481	
angolo di attrito terreno di calcolo	$\phi'd$	25,7	°
angolo di attrito terreno-muro	δd	20,7	°
coefficiente di spinta attiva (Coulomb)	Ka	0,348	
gamma terreno di calcolo	γtd	19	KN/m ³
spinta attiva terreno	Sat	161,4	KN/m
spinta sovraccarico	Saq	69,59	KN/m
Spinta idrostatica	Sw	0,00	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno	Sth	151,06	KN/m
Componente verticale spinta terreno	Stv	56,98	KN/m
Componente orizzontale spinta sovraccarico	Sqh	65,11	KN/m
Componente verticale spinta sovraccarico	Sqv	24,56	KN/m
momento ribaltante	Mr	246,4	KNm/m
momento stabilizzante	Ms	768,4	KNm/m
coeff. Di sicurezza al ribaltamento	Ms/Mr	3,1	
VERIFICA SODDISFATTA			

SISMA				
		-	+	
	tan($\phi'd$)	0,481	0,481	
angolo di attrito terreno di calcolo	$\phi'd$	25,7	25,7	°
angolo di attrito terreno-muro	δd	20,7	20,7	°
coefficiente di spinta attiva (Mononobe - Okabe)	Kae	0,4163	0,4102	
Spinta terreno solo mensola Ht-Hp	St	168,0	180,2	KN/m
Spinta sovraccarico	Sq	0,0	0,0	KN/m
Spinta statica terreno solo mensola Ht-Hp	St stat	146,77	146,77	KN/m
Spinta statica sovraccarico	Sq stat	0,00	0,00	KN/m
Spinta sismica delle terre	Ss	21,20	33,40	KN/m
Spinta forze d'inerzia	Si	30,56	30,56	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno solo mensola	Sth	137,33	137,33	KN/m
Componente verticale spinta terreno solo mensola	Stv	51,80	51,80	KN/m
Componente orizzontale spinta sovraccarico solo mensola	Sqh	0,00	0,00	KN/m
Componente verticale spinta sovraccarico solo mensola	Sqv	0,00	0,00	KN/m
Componente orizzontale spinta sismica	Ssh	19,83	31,25	KN/m
Componente verticale spinta sismica	Ssv	7,48	11,79	KN/m
momento ribaltante	Mr	219,3	228,5	KNm/m
momento stabilizzante	Ms	817,51	890,08	KNm/m
coeff. Di sicurezza al ribaltamento	Ms/Mr	3,7	3,9	
VERIFICA SODDISFATTA				

- Verifica a scorrimento sul piano di posa:

APPROCCIO 2			
(A1+M1+R3)			
	tan(ϕ''d)	0,601	
angolo di attrito terreno di calcolo	ϕ' 'd	31,0	°
angolo di attrito terreno-muro	δ d	20,7	°
coefficiente di spinta attiva (Coulomb)	Ka	0,286	
gamma terreno di calcolo	γ td	19	KN/m ³
spinta attiva terreno	Sat	156,7	KN/m
spinta sovraccarico	Saq	57,14	KN/m
Spinta idrostatica	Sw	0,00	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno	Sth	146,57	KN/m
Componente verticale spinta terreno	Stv	55,29	KN/m
Componente orizzontale spinta sovraccarico	Sqh	53,46	KN/m
Componente verticale spinta sovraccarico	Sqv	20,17	KN/m
taglio sul piano di fondazione	V	200,03	KN/m
azione assiale sul piano di fondazione	N	434,95	KN/m
azione di progetto	Ed	200,03	KN/m
resistenza di progetto	Rd	237,59	KN/m
coefficiente di sicurezza allo scorrimento	c.scor.	1,188	
VERIFICA SODDISFATTA			

SISMA	APP. 2 (A1+M1+R3)		
		-	+
	tan(ϕ''d)	0,601	0,601
angolo di attrito terreno di calcolo	ϕ' 'd	31,0	31,0
angolo di attrito terreno-muro	δ d	20,7	20,7
coefficiente di spinta attiva (Mononobe - Okabe)	Kae	0,345	0,339
Spinta terreno solo mensola Ht-Hp	St	139,1	149,1
Spinta sovraccarico	Sq	0,0	0,0
Spinta statica terreno solo mensola Ht-Hp	St stat	120,50	120,50
Spinta statica sovraccarico	Sq stat	0,00	0,00
Spinta sismica delle terre	Ss	18,59	28,63
Spinta forze d'inerzia	Si	30,56	30,56
Componente orizzontale spinta terreno solo mensola	Sth	112,75	112,75
Componente verticale spinta terreno solo mensola	Stv	42,53	42,53
Componente orizzontale spinta sovraccarico solo mensola	Sqh	0,00	0,00
Componente verticale spinta sovraccarico solo mensola	Sqv	0,00	0,00
Componente orizzontale spinta sismica	Ssh	17,40	26,79
Componente verticale spinta sismica	Ssv	6,56	10,10
taglio sul piano di fondazione	V	160,70	170,09
azione assiale sul piano di fondazione	N	423,87	427,42
azione di progetto	Ed	160,70	170,09
resistenza di progetto	Rd	231,54	233,47
coefficiente di sicurezza allo scorrimento	c.scor.	1,441	1,373
VERIFICA SODDISFATTA			

- Verifica a collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno:

APPROCCIO 2			
STR - Combinazione (A1+M1+R3)			
	tan(ϕ''d)	0,601	
angolo di attrito terreno di calcolo	ϕ''d	31,0	°
angolo di attrito terreno-muro	δd	20,7	°
coefficiente di spinta attiva (Coulomb)			
	Ka	0,286	
gamma terreno di calcolo	γtd	19	KN/m ³
spinta attiva terreno	Sat	156,7	KN/m
spinta sovraccarico	Saq	57,14	KN/m
Spinta idrostatica	Sw	0,00	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno			
	Sth	146,57	KN/m
Componente verticale spinta terreno			
	Stv	55,29	KN/m
Componente orizzontale spinta sovraccarico			
	Sqh	53,46	KN/m
Componente verticale spinta sovraccarico			
	Sqv	20,17	KN/m
taglio sul piano di fondazione			
	V	200,03	KN/m
azione assiale sul piano di fondazione			
	N	434,95	KN/m
momento ribaltante rispetto ad O			
	Mr	220,5	KNm/m
momento stabilizzante rispetto ad O			
	Ms	853,8	KNm/m
momento totale rispetto ad O			
	Mtot	633,33	KNm/m
braccio rispetto ad O			
	x	1,456	m
eccentricità rispetto asse di fondazione			
	e	0,419	m
momento totale rispetto asse di fondazione			
	M	182,2	KNm/m
SEZIONE INTERAMENTE REAGENTE - TENSIONE TRAPEZOIDALE			
sezione compressa della base			
	b	3,75	m
tensione massima di compressione			
	σmax	193,73	KN/m ²
CALCOLO DEL CARICO LIMITE			
fattore di capacità portante			
	Nq	20,63	
fattore di capacità portante			
	Ny	23,59	
larghezza equivalente fondazione			
	B'	2,91	m
fattore di inclinazione del carico			
	iy	0,158	
fattore di inclinazione del carico			
	iq	0,292	
sovraccarico profondità			
	qp	32,30	KN/m ²
carico limite terreno di fondazione			
	Qim	780,03	KN
VERIFICA SODDISFATTA			
pressione sul terreno ideale su B'			
	σt	149,36	KN/m ²
percentuale compressa di terreno			
	%c	77,66%	
distanza dal bordo compresso			
	u	1,46	m
momento fondazione a valle			
	Mv	126,77	KNm/m
momento fondazione a monte			
	Mm	134,27	KNm/m

		APP. 2 (A1+M1+R3)		
SISMA		-	+	
	$\tan(\phi'd)$	0,601	0,601	
angolo di attrito terreno di calcolo	$\phi'd$	31,0	31,0	°
angolo di attrito terreno-muro	δd	20,7	20,7	°
coefficiente di spinta attiva (Mononobe - Okabe)	Kae	0,3447	0,3395	
Spinta terreno solo mensola Ht-Hp	St	139,1	149,1	KN/m
Spinta sovraccarico	Sq	0,0	0,0	KN/m
Spinta statica terreno solo mensola Ht-Hp	St stat	120,50	120,50	KN/m
Spinta statica sovraccarico	Sq stat	0,00	0,00	KN/m
Spinta sismica delle terre	Ss	18,59	28,63	KN/m
Spinta forze d'inerzia	Si	30,56	30,56	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno solo mensola	Sth	112,75	112,75	KN/m
Componente verticale spinta terreno solo mensola	Stv	42,53	42,53	KN/m
Componente orizzontale spinta sovraccarico solo mensola	Sqh	0,00	0,00	KN/m
Componente verticale spinta sovraccarico solo mensola	Sqv	0,00	0,00	KN/m
Componente orizzontale spinta sismica	Ssh	17,40	26,79	KN/m
Componente verticale spinta sismica	Ssv	6,56	10,10	KN/m
momento ribaltante rispetto ad O	Mr	197,6	205,1	KNm/m
momento stabilizzante rispetto ad O	Ms	817,51	890,08	KNm/m
taglio sul piano di fondazione	V	160,70	170,09	KN/m
azione assiale sul piano di fondazione	N	393,32	427,42	KN/m
momento totale rispetto ad O	Mtot	619,93	684,94	KNm/m
braccio rispetto ad O	x	1,576	1,603	m
eccentricità rispetto asse di fondazione	e	0,299	0,272	m
momento totale rispetto asse di fondazione	M	117,54	116,47	KNm/m
SEZIONE REAGENTE		A TRAPEZIO	A TRAPEZIO	
sezione compressa della base	b	3,75	3,75	m
tensione massima di compressione	σ_{max}	155,03	163,67	KN/m ²
CALCOLO DEL CARICO LIMITE				
fattore di capacità portante	Nq	20,63	20,63	
fattore di capacità portante	Ny	23,59	23,59	
larghezza equivalente fondazione	B'	3,15	3,21	m
fattore di inclinazione del carico	iy	0,207	0,218	
fattore di inclinazione del carico	iq	0,350	0,362	
sovraccarico profondità	qp	32,30	32,30	KN/m ²
carico limite terreno di fondazione	Qim	985,50	1055,29	KN
VERIFICA SODDISFATTA				
pressione sul terreno	σ_t	124,77	133,36	KN/m ²
percentuale compressa di terreno	%c	84,06%	85,47%	
distanza dal bordo compresso	u	1,58	1,60	m
momento fondazione a valle	Mv	102,67	111,09	KNm/m
momento fondazione a monte	Mm	113,98	100,83	KNm/m

- Verifica a **stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno** (con metodo dei conci di Fellenius): la verifica a stabilità globale del complesso muro-terreno è effettuata mediante il metodo semplificato di Fellenius, mediante la scelta di un numero di superfici di rottura circolari e la discretizzazione del volume di terreno in conci prismatici. La combinazione prevista dalle NTC2008 per questa verifica è l'approccio 1 combinazione 2, A2+M2+R2. Le superfici di rottura sono state scelte con un denominatore comune, ovvero il passaggio per lo spigolo inferiore della ciabatta di monte; essendo impossibile che la superficie di rottura intersechi il muro, i centri di rotazione delle superfici di rottura sono limitati lungo l'asse X a L/2 (metà fondazione) e a -L/2 con punto di origine lo spigolo inferiore della ciabatta di valle; per quanto riguarda la limitazione in Y del centro di rotazione delle superfici di rottura, il punto di partenza è limitato inferiormente all'estremo superiore del paramento verticale, per evitare di avere superfici di rottura con tangente > 90° tra l'estremo di monte della superficie di rottura e la linea di pendio. Vengono valutate 100 superfici di rottura e viene riportato il minimo coefficiente di sicurezza e le coordinate del centro di rotazione ed il raggio:

7.3 VERIFICHE STRUTTURALI

Si riportano le sollecitazioni agenti alla base dell'elevazione e in corrispondenza della soletta di base lato valle.

La verifica SLU di tipo strutturale sono state condotte secondo l'Approccio 2 (comb. A1+M1+R3, $\gamma_{R3}=1$). La verifica in condizione sismica non risulta dimensionante e pertanto non viene riportata.

Per le verifiche SLE (limiti tensionali e fessurazione) è stata analizzata la sola combinazione rara, la verifica a fessurazione risulta verificata con limite 0,2 mm.

7.3.1 Concio A1

- Verifica SLU alla base elevazione:

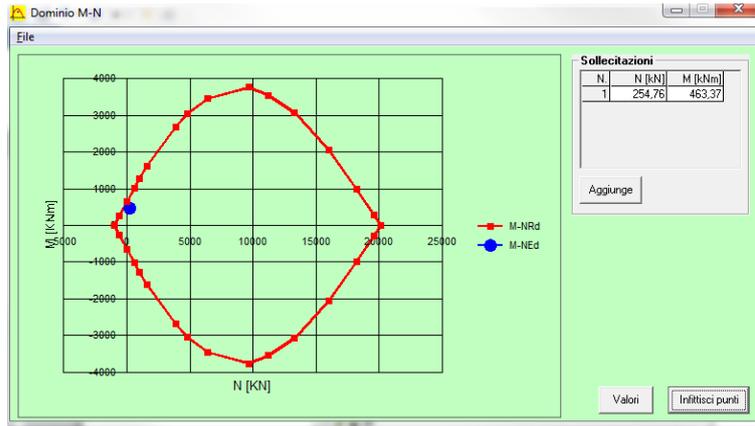
STR (A1+M1) - SOLO MENSOLA			
coefficiente di spinta attiva (Coulomb)	Ka	0,286	
Spinta terreno solo mensola Ht-Hp	St	165,72	KN/m
Spinta sovraccarico	Sq	58,77	KN/m
Spinta idrostatica	Sw	0,00	KN/m
Spinta idrostatica su mensola	Swm	0,00	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno solo mensola	Sth	155,05	KN/m
Componente verticale spinta terreno solo mensola	Stv	58,49	KN/m
Componente orizzontale spinta sovraccarico solo mensola	Sqh	54,98	KN/m
Componente verticale spinta sovraccarico solo mensola	Sqv	20,74	KN/m
Sforzo normale alla base della mensola	N	254,76	KN
Sforzo di taglio alla base della mensola	V	210,04	KN
Momento alla base della mensola	M	463,37	KNm

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key sections include:

- Titolo:** Empty text field.
- N° strati barre:** 2
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	135
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	12,72	4
2	12,72	131
- Sollecitazioni:**
 - S.L.U. / Metodo n
 - N_{Ed}: 254,76 kN
 - M_{xEd}: 463,37 kNm
 - M_{yEd}: 0
- P.to applicazione N:**
 - Centro / Baricentro cls
 - Coord. [cm]: xN=0, yN=0
- Materiali:**
 - B450C: E_{su} 67,5‰, f_{yd} 391,3 N/mm², E_s 200.000 N/mm², E_s/E_c 15, $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²
 - C25/30: ϵ_{c2} 2‰, ϵ_{cu} 3,5, f_{cd} 14,17, f_{cc}/f_{cd} 0,8, $\sigma_{c,adm}$ 9,75
- Calcolo:**
 - M_{Rd}: 804,5 kNm
 - σ_c : -14,17 N/mm²
 - σ_s : 391,3 N/mm²
 - ϵ_c : 2,834‰
 - ϵ_s : 67,5‰
 - d: 131 cm
 - x: 5,279, x/d: 0,0403
 - δ : 0,7
- Metodo di calcolo:** S.L.U. +
- Tipo flessione:** Retta
- Calcoli:** Calcola MRd, Dominio M-N, L₀: 0 cm, Col. modello
- Precompresso:** Checked

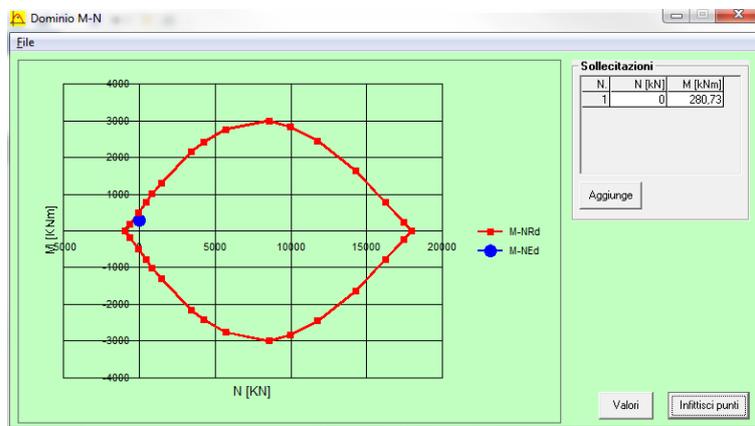


- Verifica SLU della soletta (per l'entità del momento sollecitante vedasi la verifica a collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno):

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	12,06	4
2			2	12,06	116

Materiali	
B450C	C25/30
ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm²	f_{cd} 14,17
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd} 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9,75
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0,6
	τ_{c1} 1,829

M_{xRd} 538,8 kNm
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 2,536 ‰
 ϵ_s 67,5 ‰
 d 116 cm
 x 4,2 x/d 0,03621
 δ 0,7



- Verifica SLU a taglio alla base elevazione:

DATI SEZIONE RETTANGOLARE			
GEOMETRIA DELLA SEZIONE		MATERIALI:	
Base sezione: b=	1000 mm	CALCESTRUZZO	
Altezza sezione: h =	1350 mm	Classe cls	C25/30
Copriferro: c =	40 mm	f _{ck}	25 Mpa
DATI ARMATURA		f _{cd}	14 Mpa
		γ _c	1,5
Armatura Longitudinale		ACCIAIO	
Diametro armatura tesa=	18 mm	f _{yk}	450 Mpa
N° barre tese =	5	f _{yd}	391 Mpa
Diametro armatura compressa =	18 mm	γ _s	1,15
N° barre compresse =	5		
Armatura Trasversale		AZIONI	
Diametro armatura a Taglio (// alla sezione)=	0 mm	N _{Ed} =	254,76 kN
Passo armatura a Taglio=	200 mm	V=	210,04 kN
N° bracci delle staffe=	2	γ _{Rd} =	1,50
Inclinazione staffe : α=	90 °	V _{Ed} = V * γ _{Rd} =	315,06 kN
Inclinazione puntone : θ=	45 °		
VERIFICA A TAGLIO (4.1.2.1.3.1/2 DM_14/01/2008)			
Resistenza sezioni non armate a taglio	V _{Rd}	413,07 kN	
$V_{Rd} = \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		NON NECESSITA ARMATURA A TAGLIO	

- Verifica SLE – Combinazione RARA - alla base elevazione:

SLE - Rara			
Spinta terreno solo mensola Ht-Hp	St	127,47	KN/m
Spinta sovraccarico	Sq	39,18	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno solo mensola	Sth	119,27	KN/m
Componente verticale spinta terreno solo mensola	Stv	44,99	KN/m
Componente orizzontale spinta sovraccarico solo mensola	Sqh	36,66	KN/m
Componente verticale spinta sovraccarico solo mensola	Sqv	13,83	KN/m
Sforzo normale alla base della mensola	N	234,35	KN
Sforzo di taglio alla base della mensola	V	155,93	KN
Momento alla base della mensola	M	332,67	KNm

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays the following data:

- Titolo:** (empty)
- N° strati barre:** 2
- Materiali:** B450C (steel) and C25/30 (concrete).
- Proprietà materiali:**
 - Steel: $E_{su} = 67,5$ %, $f_{yd} = 391,3$ N/mm², $E_s = 200.000$ N/mm², $E_s/E_c = 15$, $\sigma_{s,adm} = 255$ N/mm², $\tau_{c1} = 1,829$.
 - Concrete: $\epsilon_{c2} = 2$ %, $\epsilon_{cu} = 3,5$ %, $f_{cd} = 14,17$, $\sigma_{c,adm} = 9,75$, $\tau_{co} = 0,6$.
- Geometria:** b [cm] = 100, h [cm] = 135, d [cm] = 131.
- Carichi:** N_{Ed} = 234,35 kN, V_{Ed} = 155,93 kN, M_{Ed} = 332,67 kNm.
- Calcolo:** $\sigma_c = -2,427$ N/mm², $\sigma_s = 126,5$ N/mm², $\epsilon_s = 0,6324$ %, $\delta = 0,7194$.
- Metodo di calcolo:** S.L.U. + (checked), Metodo n (checked).
- Verifica:** N° iterazioni: 5.
- Precompresso:** (unchecked).

VERIFICA DI FESSURAZIONE

Caratteristiche materiali

Tipo cls
 $E_{cm} = 31447$ MPa
 $E_s = 210000$ MPa

Specifiche esigenze

Condiz. Ambientali
 Comb. Azioni
 Sensibilità barre

Caratteristiche sezione

$h = 1350$ mm	Altezza	$\phi_{max} = 18$ mm	Dianetro massimo armatura
$b = 1000$ mm	Base	$n_{\phi_{max}} = 5$	Numero di barre ϕ_{max}
$c = 40$ mm	Ricoprimento	$\phi_{min} = 0$ mm	Dianetro minimo armatura
$d = 1301,0$ mm	Altezza utile	$n_{\phi_{max}} = 0$	Numero di barre ϕ_{min}
$x = 292,80$ mm	Asse neutro	$\phi_{st} = 0$ mm	Dianetro armatura staffe
$\sigma_s = 126,5$ MPa		$A_s = 1272$ mm ²	Area totale armatura tesa
		$s = 200$ mm	spaziatura massima tra le barre

dove σ_s è la tensione nell'armatura tesa valutata considerando la sezione fessurata

Grandezze derivate e parametri di verifica

$\alpha_e = 6,68$ - è il rapporto ε_s/E_{cm}
 $A_{c,eff} = 165375$ mm²
 $h_{c,ef} = 123$ mm
 $\rho_{eff} = 0,0077$ - è pari a $A_s/A_{c,eff}$
 $k_1 = 0,4$ -
 $\phi_{eq} = 18,0$ mm
 $k_1 = 0,8$ -
 $k_2 = 0,5$ -
 $k_3 = 3,4$ -
 $k_4 = 0,425$ -

Verifica a fessurazione

$\Delta_{smax} = 533,73$ mm per zona con spaziatura barre inferiore a $5(c + \psi/2)$
 $\Delta_{smax} = -$ - per zona con spaziatura barre superiore a $5(c + \psi/2)$
 $\varepsilon_{sm} = 0,00036$ -
 $w_{lim} = 0,200$ mm = w1
 $w_d = 0,193$ mm **Verificato**

VERIFICA DELLE TENSIONI V1

Verifica delle tensioni di esercizio

$\sigma_{c,rara} = 2,5$ MPa	$< 0,60 f_{ck} = 14,9$ MPa	Verificato
$\sigma_{c,Qperm} = 2,5$ MPa	$< 0,45 f_{ck} = 11,2$ MPa	Verificato
$\sigma_{s,rara} = 126,5$ MPa	$< 0,80 f_{yk} = 313,0$ MPa	Verificato

- Verifica SLE – Combinazione RARA - della soletta:

Verifica C.A. S.L.U. - File: _____

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO: _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	12,06	4
			2	12,06	116

Tipologia Sezione:
 Rettang. re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma della sezione:

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN 0 yN 0

Materiali:
 B450C C25/30
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

σ_c -1,599 N/mm²
 σ_s 134,7 N/mm²
 ε_s 0,6737 ‰
 d 116 cm
 x 175,3 x/d 0,1511
 δ 0,7

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Verifica N° iterazioni: 5

Precompresso

VERIFICA DI FESSURAZIONE

Caratteristiche materiali

Typo cls C25/30
 E_{cm} = 31447 MPa
 E_s = 210000 MPa

Specifiche esigenze

Condiz. Ambientali Aggressive
 Comb. Azioni Frequente
 Sensibilità barre Sensibile

Caratteristiche sezione

h = 1200 mm	Altezza
b = 1000 mm	Base
c = 40 mm	Ricoprimento
d = 1152,0 mm	Altezza utile
x = 175,30 mm	Asse neutro
σ _s = 134,7 MPa	

φ _{max} = 16 mm	Diametro massimo armatura
n _{φmax} = 6	Numero di barre φ _{max}
φ _{min} = 0 mm	Diametro minimo armatura
n _{φmin} = 0	Numero di barre φ _{min}
φ _{st} = 0 mm	Diametro armatura staffe
A _s = 1206 mm²	Area totale armatura tesa
s = 160 mm	spaziatura massima tra le barre

dove σ_s è la tensione nell'armatura tesa valutata considerando la sezione fessurata

Grandezze derivate e parametri di verifica

α_e = 6,68 - è il rapporto ε_s/ε_{cm}
 A_{c,eff} = 144000 mm²
 h_{c,ef} = 120 mm
 ρ_{eff} = 0,0084 - è pari a A_s/A_{c,eff}
 k₁ = 0,4 - Carichi di lunga durata
 φ_{eq} = 16,0 mm - Barre ad aderenza migliorata
 k₁ = 0,8 - Caso di flessione
 k₂ = 0,5 -
 k₃ = 3,4 -
 k₄ = 0,425 -

Verifica a fessurazione

Δ_{smax} = 460,68 mm per zona con spaziatura barre inferiore a 5(c + φ/2)
 Δ_{smax} = - - per zona con spaziatura barre superiore a 5(c + φ/2)
 ε_{sm} = 0,00038 -
 w_{lim} = 0,200 mm = w₁
 w_d = 0,177 mm **Verificato**

VERIFICA DELLE TENSIONI V1

Verifica delle tensioni di esercizio

σ _{c,rara} = 1,6 MPa	< 060 f _{ck} = 14,9 MPa	Verificato
σ _{c,Qperm} = 1,6 MPa	< 045 f _{ck} = 11,2 MPa	Verificato
σ _{s,rara} = 134,7 MPa	< 080 f _{yk} = 313,0 MPa	Verificato

7.3.2 Concio A2

- Verifica SLU alla base elevazione:

STR (A1+M1) - SOLO MENSOLA			
coefficiente di spinta attiva (Coulomb)	Ka	0,286	
Spinta terreno solo mensola Ht-Hp	St	188,20	KN/m
Spinta sovraccarico	Sq	62,63	KN/m
Spinta idrostatica	Sw	0,00	KN/m
Spinta idrostatica su mensola	Swm	0,00	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno solo mensola	Sth	176,09	KN/m
Componente verticale spinta terreno solo mensola	Stv	66,42	KN/m
Componente orizzontale spinta sovraccarico solo mensola	Sqh	58,60	KN/m
Componente verticale spinta sovraccarico solo mensola	Sqv	22,10	KN/m
Sforzo normale alla base della mensola	N	280,15	KN
Sforzo di taglio alla base della mensola	V	234,69	KN
Momento alla base della mensola	M	550,60	KNm

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	140	1	15,27	4
			2	15,27	136

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 280,15 0 kN
M_{xEd} 550,6 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali
B450C C25/30
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

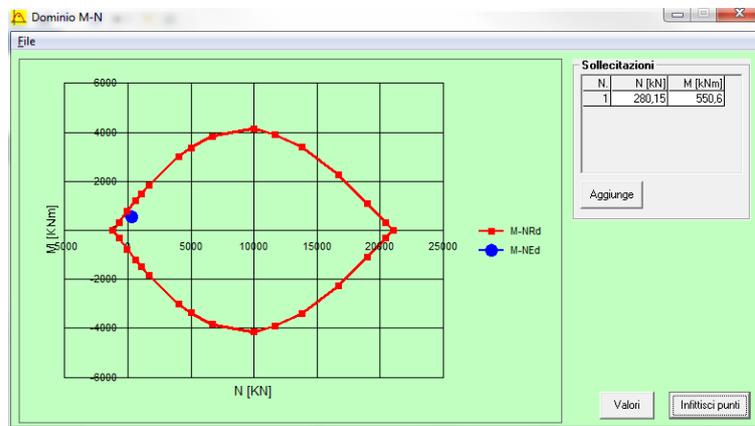
M_{Rd} 984,1 kN m
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 2,912 ‰
 ϵ_s 67,5 ‰
d 136 cm
x 5,624 x/d 0,04135
 δ 0,7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviate

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso



- Verifica SLU della soletta (per l'entità del momento sollecitante vedasi la verifica a collasso

per carico limite dell'insieme fondazione-terreno):

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: _____

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	17,81	4
			2	17,81	116

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Retta Deviata
 N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 305,17 kNm
 M_{yEd} 0

Materiali
 B450C C25/30
 ε_{su} 67,5‰ ε_{c2} 2‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957‰ σ_{c,adm} 9,75
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

P.to applicazione N
 Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato
 M_{xRd} 791,3 kNm
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 2,903‰
 ε_s 67,5‰
 d 116 cm
 x 4,783 x/d 0,04123
 δ 0,7

Diagramma Dominio M-N
 M_{Ed} [kNm] vs N [kN]
 Sollecitazioni:

N.	N [kN]	M [kNm]
1	0	305,17

 Aggiunge
 Valori Infiltrici punti

- Verifica SLU a taglio alla base elevazione:

DATI SEZIONE RETTANGOLARE			
GEOMETRIA DELLA SEZIONE		MATERIALI:	
Base sezione: b=	1000 mm	CALCESTRUZZO	
Altezza sezione: h =	1400 mm	Classe cls	C25/30
Copriferro: c =	40 mm	f _{ck}	25 Mpa
DATI ARMATURA		f _{cd}	14 Mpa
Armatura Longitudinale		γ _c	1,5
Diametro armatura tesa=	18 mm	ACCIAIO	
N° barre tese =	6	f _{yk}	450 Mpa
Diametro armatura compressa =	18 mm	f _{yd}	391 Mpa
N° barre compresse =	6	γ _s	1,15
Armatura Trasversale		AZIONI	
Diametro armatura a Taglio (// alla sezione)=	0 mm	N _{Ed} =	280,15 kN
Passo armatura a Taglio=	200 mm	V=	234,69 kN
N° bracci delle staffe=	2	γ _{Rd} =	1,50
Inclinazione staffe : α=	90 °	V _{Ed} = V * γ _{Rd} =	352,04 kN
Inclinazione puntone : θ=	45 °		
VERIFICA A TAGLIO (4.1.2.1.3.1/2 DM_14/01/2008)			
Resistenza sezioni non armate a taglio	V _{Rd}		442,02 kN
V _{Rd} = {0.18·k·(100·ρ ₁ ·f _{ck}) ^{1/3} /γ _c +0.15·σ _{cp} }·b _w ·d ≥ (v _{min} + 0.15 · σ _{cp})·b _w ·d		NON NECESSITA ARMATURA A TAGLIO	

- Verifica SLE – Combinazione RARA - alla base elevazione:

SLE - Rara			
Spinta terreno solo mensola Ht-Hp	St	144,77	KN/m
Spinta sovraccarico	Sq	41,75	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno solo mensola	Sth	135,46	KN/m
Componente verticale spinta terreno solo mensola	Stv	51,09	KN/m
Componente orizzontale spinta sovraccarico solo mensola	Sqh	39,06	KN/m
Componente verticale spinta sovraccarico solo mensola	Sqv	14,74	KN/m
Sforzo normale alla base della mensola	N	257,45	KN
Sforzo di taglio alla base della mensola	V	174,52	KN
Momento alla base della mensola	M	396,31	KNm

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays the following information:

- Titolo:** (Empty)
- N° strati barre:** 2
- Zoom:** (Empty)
- Table of reinforcement bars:**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	140	1	15,27	4
			2	15,27	136
- Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n. N_{Ed} = 257,45 kN; M_{xEd} = 396,31 kNm; M_{yEd} = 0.
- P.to applicazione N:** Centro. xN = 0, yN = 0.
- Materiali:** B450C and C25/30. Properties: E_{su} = 67,5‰; E_{c2} = 2‰; f_{yd} = 391,3 N/mm²; E_{cu} = 3,5‰; E_s = 200.000 N/mm²; f_{cd} = 14,17; E_s/E_c = 15; f_{cc}/f_{cd} = 0,8; E_{syd} = 1,957‰; σ_{c,adm} = 9,75; σ_{s,adm} = 255 N/mm²; τ_{co} = 0,6; τ_{c1} = 1,829.
- Calcolo:** σ_c = -2,523 N/mm²; σ_s = 125,2 N/mm²; ε_s = 0,626‰; d = 136 cm; x = 31,57; x/d = 0,2321; δ = 0,7301.
- Verifica:** N° iterazioni: 5. Precompresso:

VERIFICA DI FESSURAZIONE

Caratteristiche materiali

Tipo cls
 $E_{cm} = 31447$ MPa
 $E_s = 210000$ MPa

Specifiche esigenze

Condiz. Ambientali
 Comb. Azioni
 Sensibilità barre

Caratteristiche sezione

$h = 1400$ mm	Altezza	$\phi_{max} = 18$ mm	Dianetro massimo armatura
$b = 1000$ mm	Base	$n_{\phi_{max}} = 6$	Numero di barre ϕ_{max}
$c = 40$ mm	Ricoprimento	$\phi_{min} = 0$ mm	Dianetro minimo armatura
$d = 1351,0$ mm	Altezza utile	$n_{\phi_{max}} = 0$	Numero di barre ϕ_{min}
$x = 315,70$ mm	Asse neutro	$\phi_{st} = 0$ mm	Dianetro armatura staffe
$\sigma_s = 125,2$ MPa		$A_s = 1527$ mm ²	Area totale armatura tesa
		$s = 160$ mm	spaziatura massima tra le barre

dove σ_s è la tensione nell'armatura tesa valutata considerando la sezione fessurata

Grandezze derivate e parametri di verifica

$\alpha_e = 6,68$ - è il rapporto ε_s/E_{cm}
 $A_{c,eff} = 171500$ mm²
 $h_{c,ef} = 123$ mm
 $\rho_{eff} = 0,0089$ - è pari a $A_s/A_{c,eff}$
 $k_1 = 0,4$ -
 $\phi_{eq} = 18,0$ mm
 $k_1 = 0,8$ -
 $k_2 = 0,5$ -
 $k_3 = 3,4$ -
 $k_4 = 0,425$ -

Verifica a fessurazione

$\Delta_{smax} = 479,72$ mm per zona con spaziatura barre inferiore a $5(c + \psi/2)$
 $\Delta_{smax} = -$ - per zona con spaziatura barre superiore a $5(c + \psi/2)$
 $\varepsilon_{sm} = 0,00036$ -
 $w_{lim} = 0,200$ mm = w1
 $w_d = 0,172$ mm **Verificato**

VERIFICA DELLE TENSIONI V1

Verifica delle tensioni di esercizio

$\sigma_{c,rara} = 2,5$ MPa	$< 0,60 f_{ck} = 14,9$ MPa	Verificato
$\sigma_{c,Qperm} = 2,5$ MPa	$< 0,45 f_{ck} = 11,2$ MPa	Verificato
$\sigma_{s,rara} = 125,2$ MPa	$< 0,80 f_{yk} = 313,0$ MPa	Verificato

- Verifica SLE – Combinazione RARA - della soletta:

VERIFICA DI FESSURAZIONE

Caratteristiche materiali

Tipo cls
 $E_{cm} = 31447$ MPa
 $E_s = 210000$ MPa

Specifiche esigenze

Condiz. Ambientali
 Comb. Azioni
 Sensibilità barre

Caratteristiche sezione

$h = 1200$ mm	Altezza	$\phi_{max} = 18$ mm	Diametro massimo armatura
$b = 1000$ mm	Base	$n_{\phi_{max}} = 7$	Numero di barre ϕ_{max}
$c = 40$ mm	Ricoprimento	$\phi_{min} = 0$ mm	Diametro minimo armatura
$d = 1151,0$ mm	Altezza utile	$n_{\phi_{max}} = 0$	Numero di barre ϕ_{min}
$x = 216,50$ mm	Asse neutro	$\phi_{st} = 0$ mm	Diametro armatura staffe
$\sigma_s = 128,1$ MPa		$A_s = 1781$ mm ²	Area totale armatura tesa
		$s = 160$ mm	spaziatura massima tra le barre

dove σ_s è la tensione nell'armatura tesa valutata considerando la sezione fessurata

Grandezze derivate e parametri di verifica

$\alpha_e = 6,68$ - è il rapporto E_s/E_{cm}
 $A_{c,eff} = 147000$ mm²
 $h_{c,ef} = 123$ mm
 $\rho_{eff} = 0,0121$ - è pari a $A_s/A_{c,eff}$
 $k_1 = 0,4$ -
 $\phi_{eq} = 18,0$ mm
 $k_1 = 0,8$ -
 $k_2 = 0,5$ -
 $k_3 = 3,4$ -
 $k_4 = 0,425$ -

Verifica a fessurazione

$\Delta_{s,max} = 388,53$ mm per zona con spaziatura barre inferiore a $5(c + \phi/2)$
 $\Delta_{s,max} = -$ - per zona con spaziatura barre superiore a $5(c + \phi/2)$
 $\epsilon_{sm} = 0,00037$ -
 $w_{lim} = 0,200$ mm = w_1
 $w_d = 0,142$ mm **Verificato**

VERIFICA DELLE TENSIONI V1

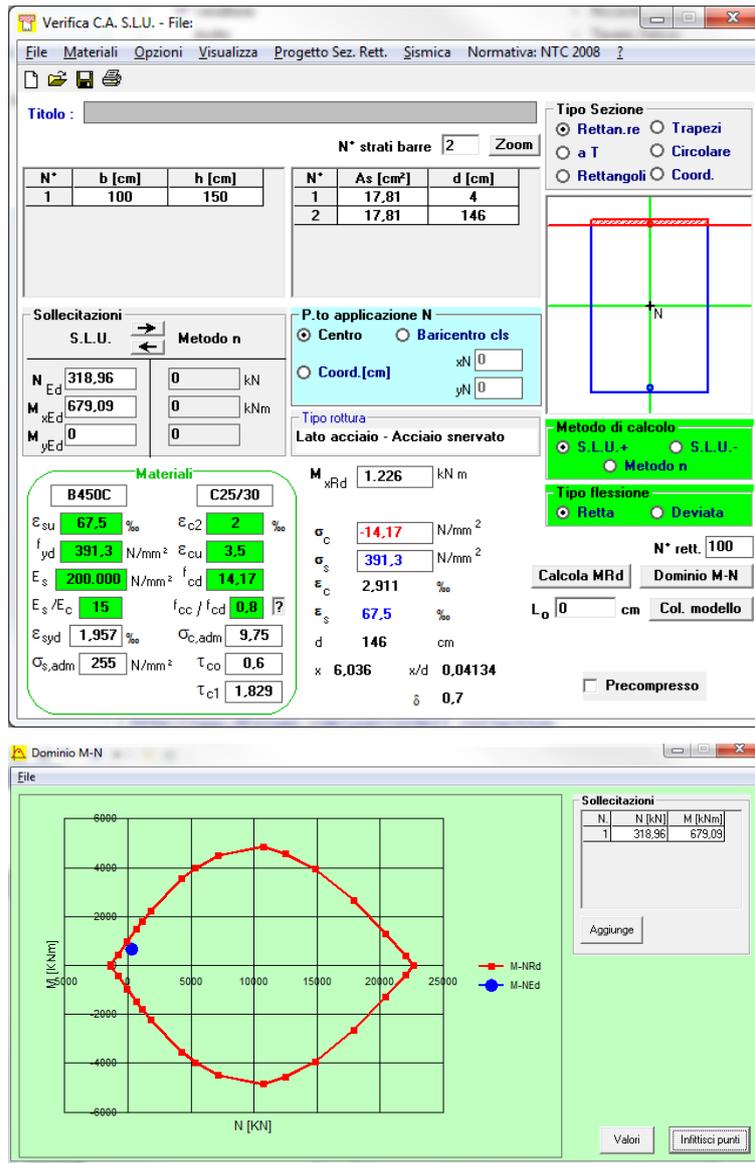
Verifica delle tensioni di esercizio

$\sigma_{c,rara} = 2,0$ MPa	$< 0,60 f_{ck} = 14,9$ MPa	Verificato
$\sigma_{c,Qperm} = 2,0$ MPa	$< 0,45 f_{ck} = 11,2$ MPa	Verificato
$\sigma_{s,rara} = 128,1$ MPa	$< 0,80 f_{yk} = 313,0$ MPa	Verificato

7.3.3 Concio A3

- Verifica SLU alla base elevazione:

STR (A1+M1) - SOLO MENSOLA			
coefficiente di spinta attiva (Coulomb)	Ka	0,286	
Spinta terreno solo mensola Ht-Hp	St	220,41	KN/m
Spinta sovraccarico	Sq	67,77	KN/m
Spinta idrostatica	Sw	0,00	KN/m
Spinta idrostatica su mensola	Swm	0,00	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno solo mensola	Sth	206,23	KN/m
Componente verticale spinta terreno solo mensola	Stv	77,79	KN/m
Componente orizzontale spinta sovraccarico solo mensola	Sqh	63,41	KN/m
Componente verticale spinta sovraccarico solo mensola	Sqv	23,92	KN/m
Sforzo normale alla base della mensola	N	318,96	KN
Sforzo di taglio alla base della mensola	V	269,64	KN
Momento alla base della mensola	M	679,09	KNm



- Verifica SLU della soletta (per l'entità del momento sollecitante vedasi la verifica a collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno):

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	140	1	17,81	4
			2	17,81	136

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 346,62 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

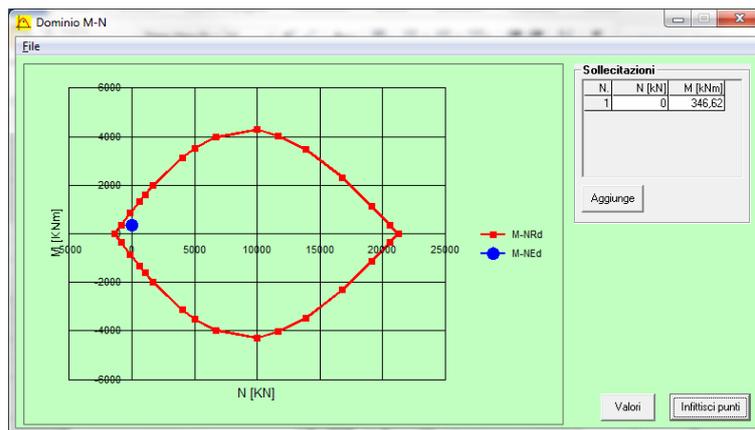
Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali
 B450C C25/30
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6 ‰
 τ_{c1} 1,829 ‰

M_{xRd} 930,4 kN m
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 2,549 ‰
 ϵ_s 67,5 ‰
 d 136 cm
 x 4,95 x/d 0,03639
 δ 0,7



- Verifica SLU a taglio alla base elevazione:

DATI SEZIONE RETTANGOLARE			
GEOMETRIA DELLA SEZIONE		MATERIALI:	
Base sezione: b=	1000 mm	CALCESTRUZZO	
Altezza sezione: h =	1500 mm	Classe cls	C25/30
Copriferro: c =	40 mm	f _{ck}	25 Mpa
DATI ARMATURA		f _{cd}	14 Mpa
Armatura Longitudinale		γ _c	1,5
Diametro armatura tesa=	18 mm	ACCIAIO	
N° barre tese =	7	f _{yk}	450 Mpa
Diametro armatura compressa =	18 mm	f _{yd}	391 Mpa
N° barre compresse =	7	γ _s	1,15
Armatura Trasversale		AZIONI	
Diametro armatura a Taglio (// alla sezione)=	0 mm	N _{Ed} =	318,96 kN
Passo armatura a Taglio=	200 mm	V=	269,64 kN
N° bracci delle staffe=	2	γ _{Rd} =	1,50
Inclinazione staffe : α=	90 °	V _{Ed} = V * γ _{Rd} =	404,46 kN
Inclinazione puntone : θ=	45 °		
VERIFICA A TAGLIO (4.1.2.1.3.1/2 DM_14/01/2008)			
Resistenza sezioni non armate a taglio	V _{Rd}	485,10 kN	
V _{Rd} = {0.18·k·(100·ρ ₁ ·f _{ck}) ^{1/3} /γ _c +0.15·σ _{cp} }·b _w ·d ≥ (v _{min} + 0.15 · σ _{cp})·b _w ·d		NON NECESSITA ARMATURA A TAGLIO	

- Verifica SLE – Combinazione RARA - alla base elevazione:

SLE - Rara			
Spinta terreno solo mensola Ht-Hp	St	169,55	KN/m
Spinta sovraccarico	Sq	45,18	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno solo mensola	Sth	158,64	KN/m
Componente verticale spinta terreno solo mensola	Stv	59,84	KN/m
Componente orizzontale spinta sovraccarico solo mensola	Sqh	42,28	KN/m
Componente verticale spinta sovraccarico solo mensola	Sqv	15,95	KN/m
Sforzo normale alla base della mensola	N	293,04	KN
Sforzo di taglio alla base della mensola	V	200,91	KN
Momento alla base della mensola	M	489,71	KNm

VERIFICA DI FESSURAZIONE

Caratteristiche materiali

Tipo cls
 $E_{cm} = 31447$ MPa
 $E_s = 210000$ MPa

Specifiche esigenze

Condiz. Ambientali
 Comb. Azioni
 Sensibilità barre

Caratteristiche sezione

$h = 1500$ mm	Altezza	$\phi_{max} = 18$ mm	Dianetro massimo armatura
$b = 1000$ mm	Base	$n_{\phi_{max}} = 7$	Numero di barre ϕ_{max}
$c = 40$ mm	Ricoprimento	$\phi_{min} = 0$ mm	Dianetro minimo armatura
$d = 1451,0$ mm	Altezza utile	$n_{\phi_{max}} = 0$	Numero di barre ϕ_{min}
$x = 348,10$ mm	Asse neutro	$\phi_{st} = 0$ mm	Dianetro armatura staffe
$\sigma_s = 125,0$ MPa		$A_s = 1781$ mm ²	Area totale armatura tesa
		$s = 160$ mm	spaziatura massima tra le barre

dove σ_s è la tensione nell'armatura tesa valutata considerando la sezione fessurata

Grandezze derivate e parametri di verifica

$\alpha_e = 6,68$ - è il rapporto ε_s/E_{cm}
 $A_{c,eff} = 183750$ mm²
 $h_{c,ef} = 123$ mm
 $\rho_{eff} = 0,0097$ - è pari a $A_s/A_{c,eff}$
 $k_1 = 0,4$ -
 $\phi_{eq} = 18,0$ mm
 $k_1 = 0,8$ -
 $k_2 = 0,5$ -
 $k_3 = 3,4$ -
 $k_4 = 0,425$ -

Verifica a fessurazione

$\Delta_{smax} = 451,66$ mm per zona con spaziatura barre inferiore a $5(c + \psi/2)$
 $\Delta_{smax} = -$ - per zona con spaziatura barre superiore a $5(c + \psi/2)$
 $\varepsilon_{sm} = 0,00036$ -
 $w_{lim} = 0,200$ mm = w1
 $w_d = 0,161$ mm **Verificato**

VERIFICA DELLE TENSIONI V1

Verifica delle tensioni di esercizio

$\sigma_{c,rara} = 2,6$ MPa	$< 0,60 f_{ck} = 14,9$ MPa	Verificato
$\sigma_{c,Qperm} = 2,6$ MPa	$< 0,45 f_{ck} = 11,2$ MPa	Verificato
$\sigma_{s,rara} = 125,0$ MPa	$< 0,80 f_{yk} = 313,0$ MPa	Verificato

- Verifica SLE – Combinazione RARA - della soletta:

Verifica C.A. S.L.U. - File: Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo:

N° strati barre: Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	140	1	17,81	4
2			2	17,81	136

Tipologia Sezione:
 Rettang. re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma della sezione:

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} = 0 kN
M_{xEd} = 0 kNm
M_{yEd} = 0 kNm

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN: 0 yN: 0

Materiali:
 B450C C25/30
 ϵ_{su} = 67,5 ‰ ϵ_{c2} = 2 ‰
 f_{yd} = 391,3 N/mm² ϵ_{cu} = 3,5 ‰
 E_s = 200.000 N/mm² f_{cd} = 14,17 MPa
 E_s/E_c = 15 f_{cc}/f_{cd} = 0,8
 ϵ_{syd} = 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ = 9,75 MPa
 $\sigma_{s,adm}$ = 255 N/mm² τ_{co} = 0,6 MPa
 τ_{c1} = 1,829 MPa

σ_c = -1,85 N/mm²
 σ_s = 139,8 N/mm²
 ϵ_s = 0,6991 ‰
d = 136 cm
x = 22,52 x/d = 0,1656
 δ = 0,7

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Verifica: N° iterazioni:
 Precompresso

VERIFICA DI FESSURAZIONE

Caratteristiche materiali

Typo cls:
 E_{cm} = 31447 MPa
 E_s = 210000 MPa

Specifiche esigenze

Condiz. Ambientali:
Comb. Azioni:
Sensibilità barre:

Caratteristiche sezione

h = 1400 mm	Altezza	ϕ_{max} = 18 mm	Diametro massimo armatura
b = 1000 mm	Base	$n_{\phi_{max}}$ = 7	Numero di barre ϕ_{max}
c = 40 mm	Ricoprimento	ϕ_{min} = 0 mm	Diametro minimo armatura
d = 1351,0 mm	Altezza utile	$n_{\phi_{min}}$ = 0	Numero di barre ϕ_{min}
x = 225,20 mm	Asse neutro	ϕ_{st} = 0 mm	Diametro armatura staffe
σ_s = 139,8 MPa		A_{s0} = 1781 mm²	Area totale armatura tesa
		s = 160 mm	spaziatura massima tra le barre

dove σ_s è la tensione nell'armatura tesa valutata considerando la sezione fessurata

Grandezze derivate e parametri di verifica

α_e = 6,68 - è il rapporto ϵ_s/E_{cm}
 $A_{c,eff}$ = 171500 mm²
 $h_{c,ef}$ = 123 mm
 ρ_{eff} = 0,0104 - è pari a $A_s/A_{c,eff}$
 k_1 = 0,4 -
 ϕ_{eq} = 18,0 mm
 k_1 = 0,8 -
 k_2 = 0,5 -
 k_3 = 3,4 -
 k_4 = 0,425 -

Verifica a fessurazione

Δ_{smax} = 430,61 mm per zona con spaziatura barre inferiore a $5(c + \phi/2)$
 Δ_{smax} = - - per zona con spaziatura barre superiore a $5(c + \phi/2)$
 ϵ_{sm} = 0,00040 -
 w_{lim} = 0,200 mm = w1
 w_d = 0,172 mm **Verificato**

VERIFICA DELLE TENSIONI V1

Verifica delle tensioni di esercizio

$\sigma_{c,rara}$ = 1,9 MPa	< 060 f_{ck} = 14,9 MPa	Verificato
$\sigma_{c,Qperm}$ = 1,9 MPa	< 045 f_{ck} = 11,2 MPa	Verificato
$\sigma_{s,rara}$ = 139,8 MPa	< 080 f_{yk} = 313,0 MPa	Verificato

7.3.4 Muro d'ala

- Verifica SLU alla base elevazione:

STR (A1+M1) - SOLO MENSOLA			
coefficiente di spinta attiva (Coulomb)	Ka	0,286	
Spinta terreno solo mensola Ht-Hp	St	121,28	KN/m
Spinta sovraccarico	Sq	50,27	KN/m
Spinta idrostatica	Sw	0,00	KN/m
Spinta idrostatica su mensola	Swm	0,00	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno solo mensola	Sth	113,47	KN/m
Componente verticale spinta terreno solo mensola	Stv	42,80	KN/m
Componente orizzontale spinta sovraccarico solo mensola	Sqh	47,04	KN/m
Componente verticale spinta sovraccarico solo mensola	Sqv	17,74	KN/m
Sforzo normale alla base della mensola	N	155,77	KN
Sforzo di taglio alla base della mensola	V	160,51	KN
Momento alla base della mensola	M	339,79	KNm

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: _____

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	65	1	18,10	4
			2	18,10	61

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 155,77 kN
M_{xEd}: 339,79 kNm
M_{yEd}: 0

139,98 kN
247,84 kNm
0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord. [cm]: xN 0, yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

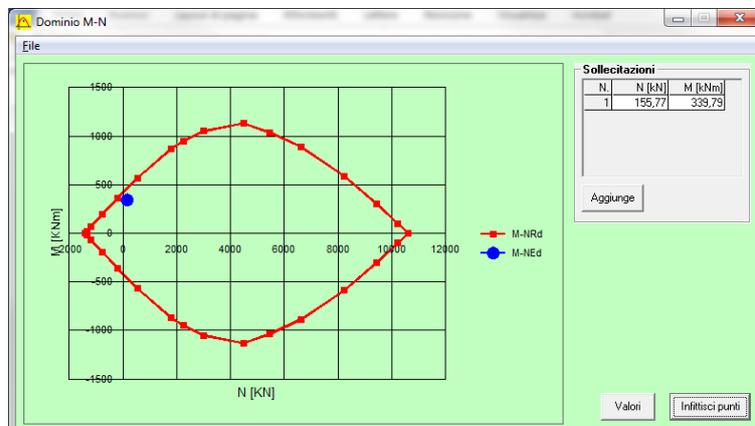
M_{Rd}: 459 kNm

Materiali: B450C C25/30

ε_{su}: 67,5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
f_{yd}: 391,3 N/mm² ε_{cu}: 3,5 ‰
E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 14,17 ‰
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
ε_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 9,75 ‰
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6
τ_{c1}: 1,829

σ_c: -14,17 N/mm²
σ_s: 391,3 N/mm²
ε_c: 3,5 ‰
ε_s: 38,26 ‰
d: 61 cm
x: 5,113 x/d: 0,08382
δ: 0,7

Metodo di calcolo: S.L.U. Metodo n
Tipo flessione: Retta Deviata
N° rett.: 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀: 0 cm Col. modello
Precompresso



- Verifica SLU della soletta (per l'entità del momento sollecitante vedasi la verifica a collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno):

Verifica C.A. S.L.U. - File: []

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: []

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	80	1	17,81	4
			2	17,81	76

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Retta Deviata

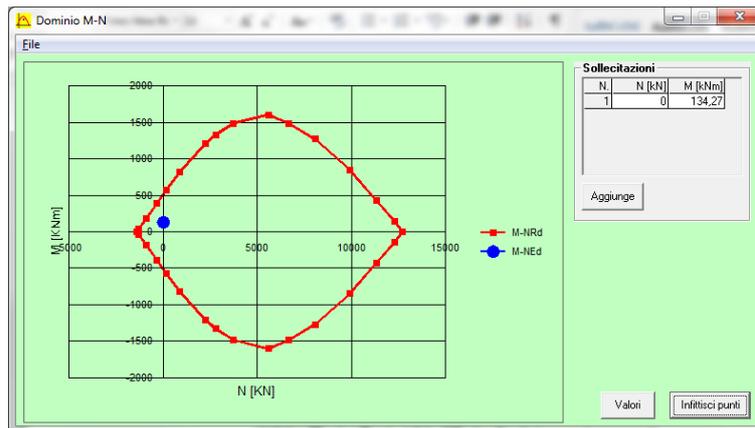
Sollecitazioni S.L.U. Metodo n
 N Ed 0 0 kN
 M xEd 134,27 42,71 kNm
 M yEd 0 0

P.to applicazione N
 Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali B450C C25/30
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

M xRd 512,7 kN m
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 54,18 ‰
 d 76 cm
 x 4,611 x/d 0,06068
 δ 0,7

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso



- Verifica SLU a taglio alla base elevazione:

DATI SEZIONE RETTANGOLARE			
GEOMETRIA DELLA SEZIONE		MATERIALI:	
Base sezione: b=	1000 mm	CALCESTRUZZO	
Altezza sezione: h =	650 mm	Classe cls	C25/30
Copriferro: c =	40 mm	f _{ck}	25 Mpa
DATI ARMATURA		f _{cd}	14 Mpa
		γ _c	1,5
Armatura Longitudinale		ACCIAIO	
Diametro armatura tesa=	16 mm	f _{yk}	450 Mpa
N° barre tese =	9	f _{yd}	391 Mpa
Diametro armatura compressa =	16 mm	γ _s	1,15
N° barre compresse =	9		
Armatura Trasversale		AZIONI	
Diametro armatura a Taglio (// alla sezione)=	0 mm	N _{Ed} =	155,77 kN
Passo armatura a Taglio=	200 mm	V=	160,51 kN
N° bracci delle staffe=	2	γ _{Rd} =	1,50
Inclinazione staffe : α=	90 °	V _{Ed} = V * γ _{Rd} =	240,77 kN
Inclinazione puntone : θ=	45 °		
VERIFICA A TAGLIO (4.1.2.1.3.1/2 DM_14/01/2008)			
Resistenza sezioni non armate a taglio	V _{Rd}	304,71 kN	
V _{Rd} = {0.18·k·(100·ρ ₁ ·f _{ck}) ^{1/3} /γ _c +0.15·σ _{cp} }·b _w ·d ≥ (v _{min} + 0.15 · σ _{cp})·b _w ·d		NON NECESSITA ARMATURA A TAGLIO	

- Verifica SLE – Combinazione RARA - alla base elevazione:

SLE - Rara			
Spinta terreno solo mensola Ht-Hp	St	93,29	KN/m
Spinta sovraccarico	Sq	33,52	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno solo mensola	Sth	87,29	KN/m
Componente verticale spinta terreno solo mensola	Stv	32,92	KN/m
Componente orizzontale spinta sovraccarico solo mensola	Sqh	31,36	KN/m
Componente verticale spinta sovraccarico solo mensola	Sqv	11,83	KN/m
Sforzo normale alla base della mensola	N	139,98	KN
Sforzo di taglio alla base della mensola	V	118,65	KN
Momento alla base della mensola	M	247,84	KNm

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays the following data:

- Titolo:** [Empty field]
- N° strati barre:** 2
- Materiali:** B450C and C25/30. Properties for B450C: ϵ_{su} 67.5‰, f_{yd} 391.3 N/mm², E_s 200.000 N/mm², ϵ_{s}/E_c 15‰, $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm². Properties for C25/30: ϵ_{c2} 2‰, ϵ_{cu} 3.5‰, f_{cd} 14.17 N/mm², $\sigma_{c,adm}$ 9.75 N/mm², τ_{co} 0.6 N/mm², τ_{c1} 1.829 N/mm².
- Geometria:** b [cm] 100, h [cm] 65. Reinforcement: 1 (18.10 cm², 4 cm), 2 (18.10 cm², 61 cm).
- Sollecitazioni:** N_{Ed} 0, M_{xEd} 134.27, M_{yEd} 0. Design values: N 139.98 kN, V 118.65 kN, M 247.84 kNm.
- Calcolo:** σ_c -5.047 N/mm², σ_s 207.3 N/mm², ϵ_s 1.037‰, d 61 cm, x/d 0.2675, δ 0.7744.
- Metodo di calcolo:** S.L.U. +, S.L.U. -, Metodo n.
- Verifica:** N° iterazioni: 4. Precompresso.

VERIFICA DI FESSURAZIONE

Caratteristiche materiali

Tipo cls
 $E_{cm} = 31447$ MPa
 $E_s = 210000$ MPa

Specifiche esigenze

Condiz. Ambientali
 Comb. Azioni
 Sensibilità barre

Caratteristiche sezione

$h = 650$ mm	Altezza	$\phi_{max} = 16$ mm	Diametro massimo armatura
$b = 1000$ mm	Base	$n_{\phi_{max}} = 9$	Numero di barre ϕ_{max}
$c = 40$ mm	Ricoprimento	$\phi_{min} = 0$ mm	Diametro minimo armatura
$d = 602,0$ mm	Altezza utile	$n_{\phi_{max}} = 0$	Numero di barre ϕ_{min}
$x = 163,20$ mm	Asse neutro	$\phi_{st} = 0$ mm	Diametro armatura staffe
$\sigma_s = 207,3$ MPa		$A_s = 1810$ mm ²	Area totale armatura tesa
		$s = 160$ mm	spaziatura massima tra le barre

dove σ_s è la tensione nell'armatura tesa valutata considerando la sezione fessurata

Grandezze derivate e parametri di verifica

$\alpha_e = 6,68$ - è il rapporto ε_s/E_{cm}
 $A_{c,eff} = 78000$ mm²
 $h_{c,ef} = 120$ mm
 $\rho_{eff} = 0,0232$ - è pari a $A_s/A_{c,eff}$
 $k_1 = 0,4$ -
 $\phi_{eq} = 16,0$ mm
 $k_1 = 0,8$ -
 $k_2 = 0,5$ -
 $k_3 = 3,4$ -
 $k_4 = 0,425$ -

Verifica a fessurazione

$\Delta_{s,max} = 253,24$ mm per zona con spaziatura barre inferiore a $5(c + \phi/2)$
 $\Delta_{s,max} = -$ - per zona con spaziatura barre superiore a $5(c + \phi/2)$
 $\varepsilon_{sm} = 0,00074$ -
 $w_{lim} = 0,200$ mm = w1
 $w_d = 0,189$ mm **Verificato**

VERIFICA DELLE TENSIONI V1

Verifica delle tensioni di esercizio

$\sigma_{c,rara} = 5,0$ MPa	$< 0,60 f_{ck} = 14,9$ MPa	Verificato
$\sigma_{c,perm} = 5,0$ MPa	$< 0,45 f_{ck} = 11,2$ MPa	Verificato
$\sigma_{s,rara} = 207,3$ MPa	$< 0,80 f_{yk} = 313,0$ MPa	Verificato

- Verifica SLE – Combinazione RARA - della soletta:

Verifica C.A. S.L.U. - File: []

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: []

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	80	1	17,81	4
			2	17,81	76

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 155,77 0 kN
M_{xEd} 339,79 111,1 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali
B450C C25/30
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

σ_c -1,565 N/mm²
 σ_s 87,95 N/mm²
 ϵ_s 0,4397 ‰
d 76 cm
x 16,01 x/d 0,2107
 δ 0,7033

Verifica N° iterazioni: 5
 Precompresso

VERIFICA DI FESSURAZIONE

Caratteristiche materiali

Tipo cls C25/30
 $E_{cm} = 31447$ MPa
 $E_s = 210000$ MPa

Specifiche esigenze

Condiz. Ambientali Aggressive
Comb. Azioni Frequente
Sensibilità barre Sensibile

Caratteristiche sezione

h = 800 mm	Altezza
b = 1000 mm	Base
c = 40 mm	Ricoprimento
d = 751,0 mm	Altezza utile
x = 160,10 mm	Asse neutro
$\sigma_s = 88,0$ MPa	

$\phi_{max} = 18$ mm	Dianetro massimo armatura
$n_{\phi_{max}} = 7$	Numero di barre ϕ_{max}
$\phi_{min} = 0$ mm	Dianetro minimo armatura
$n_{\phi_{min}} = 0$	Numero di barre ϕ_{min}
$\phi_{st} = 0$ mm	Dianetro armatura staffe
$A_s = 1781$ mm²	Area totale armatura tesa
s = 160 mm	spaziatura massima tra le barre

dove σ_s è la tensione nell'armatura tesa valutata considerando la sezione fessurata

Grandezze derivate e parametri di verifica

$\alpha_e = 6,68$ - è il rapporto $\bar{\epsilon}_s/E_{cm}$
 $A_{c,eff} = 98000$ mm²
 $h_{c,ef} = 123$ mm
 $\rho_{eff} = 0,0182$ - è pari a $A_s/A_{c,eff}$
 $k_1 = 0,4$ - Carichi di lung. data
 $\phi_{eq} = 18,0$ mm
 $k_1 = 0,8$ - Barre ad ader. migliorata
 $k_2 = 0,5$ - Cas. Caso di flessio.
 $k_3 = 3,4$ -
 $k_4 = 0,425$ -

Verifica a fessurazione

$\Delta_{smax} = 304,35$ mm per zona con spaziatura barre inferiori a $5(c + \psi/2)$
 $\Delta_{smax} = -$ - per zona con spaziatura barre superiore a $5(c + \psi/2)$
 $\epsilon_{sm} = 0,00025$ -
 $w_{lim} = 0,200$ mm = w1
 $w_d = 0,076$ mm **Verificato**

VERIFICA DELLE TENSIONI V1

Verifica delle tensioni di esercizio

$\sigma_{c,rara} = 1,6$ MPa	< 060 $f_{ck} = 14,9$ MPa	Verificato
$\sigma_{c,Qperm} = 1,6$ MPa	< 045 $f_{ck} = 11,2$ MPa	Verificato
$\sigma_{s,rara} = 88,0$ MPa	< 080 $f_{yk} = 313,0$ MPa	Verificato

8 MURO B

Oggetto del presente capitolo della relazione illustrativa e di calcolo è la verifica strutturale del **muro di sostegno tipo B**, posizionato a valle del piazzale di casello e a monte della rampa di uscita per Monfalcone.

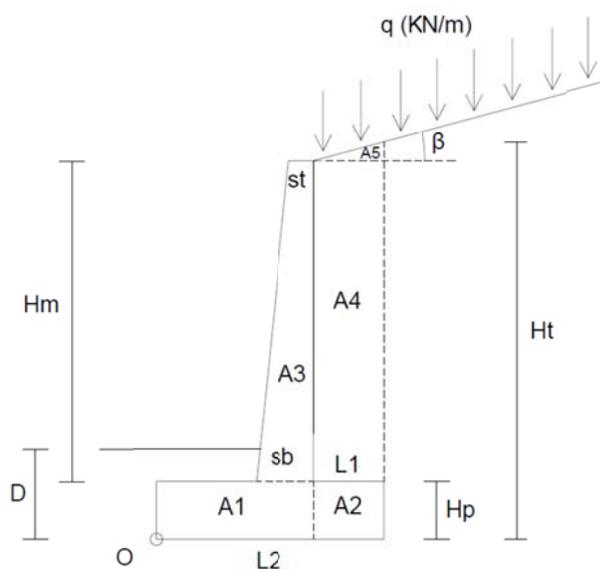
Il muro ha uno sviluppo longitudinale complessivo di 40,95 m. con un'altezza variabile tra 1,50 e 3,54 m.

Data la variabilità dell'altezza il muro viene suddiviso in tre conci (B1, B2 e B3) di lunghezze pari a 14,60 m. (B1), 10,94 m. (B2) e 15,42 m. (B3). I conci B1, B2 e B3 presentano mensole di altezze massime pari a 2,39 m., 2,73 m. e 3,54 m. rispettivamente.

Ai fini delle verifiche si ritiene sufficiente verificare il muro solamente sulla sezione che presenta la massima altezza della parete.

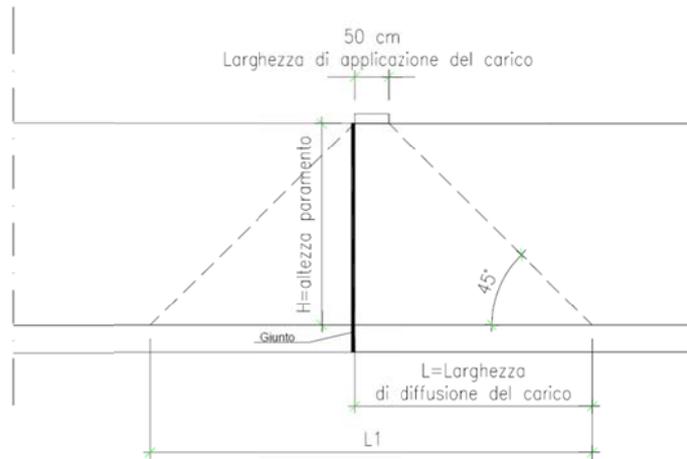
8.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E DATI DI PROGETTO

Si riportano le caratteristiche geometriche del muro:



Descrizione	Elemento	Quantità	Unità di misura
altezza mensola	Hm	3,54	m
altezza plinto	Hp	0,70	m
spessore mensola in testa	st	0,70	m
spessore mensola alla base	sb	0,70	m
larghezza plinto lato rilevato	L1	1,50	m
larghezza totale plinto fondazione	L2	2,60	m
profondità fondazione	D	1,70	m
angolo inclinazione terreno a monte	β	0,00	°
peso di volume terreno	γ_t	19,00	KN/m ³
peso di volume cls	γ_{cls}	25,00	KN/m ³
carico accidentale	q	20,00	KN/m
angolo attrito terreno	ϕ'_k	31	°
quota falda da base fondazione	hw	0,00	m
angolo attrito terreno-muro	δ	20,67	°
peso specifico acqua	γ_w	10,00	KN/m ³
altezza tot muro	Hm+Hp	4,24	m
altezza terreno spingente	Ht	4,24	m
altezza mensola fuori terra	Hft	2,54	m
peso fondazione A1	GA1	19,25	KN/m
peso fondazione A2	GA2	26,25	KN/m
peso fondazione totale	GA1+GA2	45,50	KN/m
peso mensola A3	GA3	61,95	KN/m
peso zavorra terreno A4	GA4	100,89	KN/m
peso zavorra terreno A5	GA5	0,00	KN/m
peso zavorra terreno totale	GA4+GA5	100,89	KN/m
distanza x baricentro mensola da O	dgxo	0,75	m
distanza y baricentro mensola da O	dgyo	2,47	m
y baricentro mensola	dgy	1,77	m
x baricentro mensola	dgx	0,35	m

Qualora presente il sicurtà in sommità al muro di sostegno verrà considerato un carico accidentale pari a 100 kN posto a 1 m dal piano viabile. Per la verifica strutturale si considererà il carico distribuito a 45° sull'altezza del muro; data la possibile presenza del giunto strutturale, si considera una larghezza pari a $L < L1$ come da figura:



8.1 VERIFICHE GEOTECNICHE E DI EQUILIBRIO DI CORPO RIGIDO

DATI SISMICI			
coeff. sismico orizzontale	kh	0,0850	
coeff. sismico verticale	kv	0,0425	
kh/(1-kv)	tanθ-	0,089	
kh/(1+kv)	tanθ+	0,082	
	θ-	5,07	°
	θ+	4,66	°

- Verifica a **ribaltamento**:

EQU+M2			
	tan(φ'd)	0,481	
angolo di attrito terreno di calcolo	φ'd	25,7	°
angolo di attrito terreno-muro	δd	20,7	°
coefficiente di spinta attiva (Coulomb)	Ka	0,348	
gamma terreno di calcolo	γtd	19	KN/m ³
spinta attiva terreno	Sat	65,4	KN/m
spinta sovraccarico	Saq	44,31	KN/m
Spinta idrostatica	Sw	0,00	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno	Sth	61,23	KN/m
Componente verticale spinta terreno	Stv	23,09	KN/m
Componente orizzontale spinta sovraccarico	Sqh	41,45	KN/m
Componente verticale spinta sovraccarico	Sqv	15,64	KN/m
momento ribaltante	Mr	73,7	KNm/m
momento stabilizzante	Ms	263,0	KNm/m
coeff. Di sicurezza al ribaltamento	Ms/Mr	3,6	
VERIFICA SODDISFATTA			

URTO			
coefficiente di spinta attiva (Coulomb)	Ka	0,348	
Spinta terreno Ht-Hp	St	59,5	KN/m
urto	Fd	21,10	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno	Sth	55,66	KN/m
Componente verticale spinta terreno	Stv	20,99	KN/m
momento ribaltante	Mr	134,6	KNm/m
momento stabilizzante	Ms	292,3	KNm/m
coeff. Di sicurezza al ribaltamento	Ms/Mr	2,2	
VERIFICA SODDISFATTA			

SISMA		-	+	
	$\tan(\phi'd)$	0,481	0,481	
angolo di attrito terreno di calcolo	$\phi'd$	25,7	25,7	°
angolo di attrito terreno-muro	δd	20,7	20,7	°
coefficiente di spinta attiva (Mononobe - Okabe)	Kae	0,4163	0,4102	
Spinta terreno solo mensola Ht-Hp	St	68,1	73,0	KN/m
Spinta sovraccarico	Sq	0,0	0,0	KN/m
Spinta statica terreno solo mensola Ht-Hp	St stat	59,49	59,49	KN/m
Spinta statica sovraccarico	Sq stat	0,00	0,00	KN/m
Spinta sismica delle terre	Ss	8,59	13,54	KN/m
Spinta forze d'inerzia	Si	17,71	17,71	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno solo mensola	Sth	55,66	55,66	KN/m
Componente verticale spinta terreno solo mensola	Stv	20,99	20,99	KN/m
Componente orizzontale spinta sovraccarico solo mensola	Sqh	0,00	0,00	KN/m
Componente verticale spinta sovraccarico solo mensola	Sqv	0,00	0,00	KN/m
Componente orizzontale spinta sismica	Ssh	8,04	12,67	KN/m
Componente verticale spinta sismica	Ssv	3,03	4,78	KN/m
momento ribaltante	Mr	63,1	65,1	KNm/m
momento stabilizzante	Ms	279,84	304,68	KNm/m
coeff. Di sicurezza al ribaltamento	Ms/Mr	4,4	4,7	
VERIFICA SODDISFATTA				

- Verifica a scorrimento sul piano di posa:

APPROCCIO 2			
(A1+M1+R3)			
	$\tan(\phi'd)$	0,601	
angolo di attrito terreno di calcolo	$\phi'd$	31,0	°
angolo di attrito terreno-muro	δd	20,7	°
coefficiente di spinta attiva (Coulomb)	Ka	0,286	
gamma terreno di calcolo	γtd	19	KN/m ³
spinta attiva terreno	Sat	63,5	KN/m
spinta sovraccarico	Saq	36,38	KN/m
Spinta idrostatica	Sw	0,00	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno	Sth	59,41	KN/m
Componente verticale spinta terreno	Stv	22,41	KN/m
Componente orizzontale spinta sovraccarico	Sqh	34,03	KN/m
Componente verticale spinta sovraccarico	Sqv	12,84	KN/m
taglio sul piano di fondazione	V	93,44	KN/m
azione assiale sul piano di fondazione	N	243,59	KN/m
azione di progetto	Ed	93,44	KN/m
resistenza di progetto	Rd	133,06	KN/m
coefficiente di sicurezza allo scorrimento	c.scor.	1,424	
VERIFICA SODDISFATTA			

APPROCCIO 2			
(M1+R3)			
coefficiente di spinta attiva (Coulomb)	Ka	0,286	
Spinta terreno solo mensola Ht-Hp	St	48,8	KN/m
urto	Fd	21,10	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno solo mensola	Sth	45,70	KN/m
Componente verticale spinta terreno solo mensola	Stv	17,24	KN/m
taglio sul piano di fondazione	V	66,79	KN/m
azione assiale sul piano di fondazione	N	225,58	KN/m
azione di progetto	Ed	66,79	KN/m
resistenza di progetto	Rd	123,22	KN/m
coefficiente di sicurezza allo scorrimento	c.scor.	1,845	
VERIFICA SODDISFATTA			

		APP. 2 (A1+M1+R3)		
SISMA		-	+	
	tan(ϕ' d)	0,601	0,601	
angolo di attrito terreno di calcolo	ϕ' d	31,0	31,0	°
angolo di attrito terreno-muro	δ d	20,7	20,7	°
coefficiente di spinta attiva (Mononobe - Okabe)	Kae	0,345	0,339	
Spinta terreno solo mensola Ht-Hp	St	56,4	60,4	KN/m
Spinta sovraccarico	Sq	0,0	0,0	KN/m
Spinta statica terreno solo mensola Ht-Hp	St stat	48,84	48,84	KN/m
Spinta statica sovraccarico	Sq stat	0,00	0,00	KN/m
Spinta sismica delle terre	Ss	7,54	11,60	KN/m
Spinta forze d'inerzia	Si	17,71	17,71	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno solo mensola	Sth	45,70	45,70	KN/m
Componente verticale spinta terreno solo mensola	Stv	17,24	17,24	KN/m
Componente orizzontale spinta sovraccarico solo mensola	Sqh	0,00	0,00	KN/m
Componente verticale spinta sovraccarico solo mensola	Sqv	0,00	0,00	KN/m
Componente orizzontale spinta sismica	Ssh	7,05	10,86	KN/m
Componente verticale spinta sismica	Ssv	2,66	4,10	KN/m
taglio sul piano di fondazione	V	70,46	74,26	KN/m
azione assiale sul piano di fondazione	N	237,09	238,53	KN/m
azione di progetto	Ed	70,46	74,26	KN/m
resistenza di progetto	Rd	129,51	130,29	KN/m
coefficiente di sicurezza allo scorrimento	c.scor.	1,838	1,754	
VERIFICA SODDISFATTA				

- Verifica a collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno:

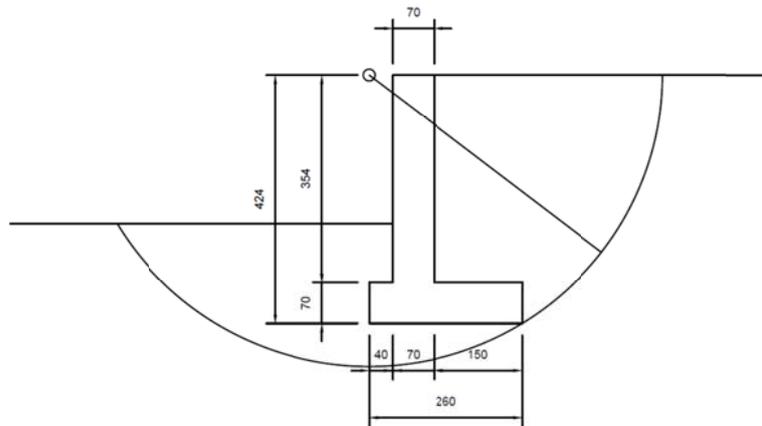
APPROCCIO 2			
STR - Combinazione (A1+M1+R3)			
	tan(ϕ''d)	0,601	
angolo di attrito terreno di calcolo	ϕ''d	31,0	°
angolo di attrito terreno-muro	δd	20,7	°
coefficiente di spinta attiva (Coulomb)			
	Ka	0,286	
gamma terreno di calcolo	γtd	19	KN/m ³
spinta attiva terreno	Sat	63,5	KN/m
spinta sovraccarico	Saq	36,38	KN/m
Spinta idrostatica	Sw	0,00	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno			
	Sth	59,41	KN/m
Componente verticale spinta terreno			
	Stv	22,41	KN/m
Componente orizzontale spinta sovraccarico			
	Sqh	34,03	KN/m
Componente verticale spinta sovraccarico			
	Sqv	12,84	KN/m
taglio sul piano di fondazione			
	V	93,44	KN/m
azione assiale sul piano di fondazione			
	N	243,59	KN/m
momento ribaltante rispetto ad O			
	Mr	64,5	KNm/m
momento stabilizzante rispetto ad O			
	Ms	292,3	KNm/m
momento totale rispetto ad O			
	Mtot	227,79	KNm/m
braccio rispetto ad O			
	x	0,935	m
eccentricità rispetto asse di fondazione			
	e	0,365	m
momento totale rispetto asse di fondazione			
	M	88,9	KNm/m
SEZIONE INTERAMENTE REAGENTE - TENSIONE TRAPEZOIDALE			
sezione compressa della base			
	b	2,60	m
tensione massima di compressione			
	σmax	172,57	KN/m ²
CALCOLO DEL CARICO LIMITE			
fattore di capacità portante			
	Nq	20,63	
fattore di capacità portante			
	Ny	23,59	
larghezza equivalente fondazione			
	B'	1,87	m
fattore di inclinazione del carico			
	iy	0,234	
fattore di inclinazione del carico			
	iq	0,380	
sovraccarico profondità			
	qp	32,30	KN/m ²
carico limite terreno di fondazione			
	Qim	604,66	KN
VERIFICA SODDISFATTA			
pressione sul terreno ideale su B'			
	σt	130,24	KN/m ²
percentuale compressa di terreno			
	%c	71,93%	
distanza dal bordo compresso			
	u	0,94	m
momento fondazione a valle			
	Mv	9,02	KNm/m
momento fondazione a monte			
	Mm	56,72	KNm/m

		APPROCCIO 2	
URTO		(M1+R3)	
coefficiente di spinta attiva (Coulomb)	Ka	0,286	
Spinta terreno solo mensola HT-Hp	St	48,8	KN/m
urto	Fd	21,10	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno solo mensola	Sth	45,70	KN/m
Componente verticale spinta terreno solo mensola	Stv	17,24	KN/m
taglio sul piano di fondazione	V	66,79	KN/m
azione assiale sul piano di fondazione	N	225,58	KN/m
momento ribaltante rispetto ad O	Mr	130,32	KNm/m
momento stabilizzante rispetto ad O	Ms	292,26	KNm/m
momento totale rispetto ad O	Mtot	161,94	KNm/m
braccio rispetto ad O	x	0,718	m
eccentricità rispetto asse di fondazione	e	0,582	m
momento totale rispetto asse di fondazione	M	131,3	KNm/m
SEZIONE REAGENTE		PARZIALIZZATA	
sezione compressa della base	b	2,15	m
tensione massima di compressione	σmax	209,48	KN/m ²
CALCOLO DEL CARICO LIMITE			
fattore di capacità portante	Nq	20,63	
fattore di capacità portante	Ny	23,59	
larghezza equivalente fondazione	B'	1,44	m
fattore di inclinazione del carico	iy	0,349	
fattore di inclinazione del carico	iq	0,495	
sovraccarico profondità	qp	32,30	KN/m ²
carico limite terreno di fondazione	Qlim	589,15	KN
VERIFICA SODDISFATTA			
pressione sul terreno	σt	157,11	KN/m ²
percentuale compressa di terreno	%c	55,22%	
distanza dal bordo compresso	u	0,49	m
momento fondazione a valle	Mv	11,17	KNm/m
momento fondazione a monte	Mm	95,36	KNm/m

		APP. 2 (A1+M1+R3)		
SISMA		-	+	
	tan($\phi'd$)	0,601	0,601	
angolo di attrito terreno di calcolo	$\phi'd$	31,0	31,0	°
angolo di attrito terreno-muro	δd	20,7	20,7	°
coefficiente di spinta attiva (Mononobe - Okabe)	Kae	0,3447	0,3395	
Spinta terreno solo mensola Ht-Hp	St	56,4	60,4	KN/m
Spinta sovraccarico	Sq	0,0	0,0	KN/m
Spinta statica terreno solo mensola Ht-Hp	St stat	48,84	48,84	KN/m
Spinta statica sovraccarico	Sq stat	0,00	0,00	KN/m
Spinta sismica delle terre	Ss	7,54	11,60	KN/m
Spinta forze d'inerzia	Si	17,71	17,71	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno solo mensola	Sth	45,70	45,70	KN/m
Componente verticale spinta terreno solo mensola	Stv	17,24	17,24	KN/m
Componente orizzontale spinta sovraccarico solo mensola	Sqh	0,00	0,00	KN/m
Componente verticale spinta sovraccarico solo mensola	Sqv	0,00	0,00	KN/m
Componente orizzontale spinta sismica	Ssh	7,05	10,86	KN/m
Componente verticale spinta sismica	Ssv	2,66	4,10	KN/m
momento ribaltante rispetto ad O	Mr	58,4	60,0	KNm/m
momento stabilizzante rispetto ad O	Ms	279,84	304,68	KNm/m
taglio sul piano di fondazione	V	70,46	74,26	KN/m
azione assiale sul piano di fondazione	N	219,38	238,53	KN/m
momento totale rispetto ad O	Mtot	221,48	244,67	KNm/m
braccio rispetto ad O	x	1,010	1,026	m
eccentricità rispetto asse di fondazione	e	0,290	0,274	m
momento totale rispetto asse di fondazione	M	63,72	65,41	KNm/m
SEZIONE REAGENTE		A TRAPEZIO	A TRAPEZIO	
sezione compressa della base	b	2,60	2,60	m
tensione massima di compressione	σ_{max}	140,93	149,80	KN/m ²
CALCOLO DEL CARICO LIMITE				
fattore di capacità portante	Nq	20,63	20,63	
fattore di capacità portante	Ny	23,59	23,59	
larghezza equivalente fondazione	B'	2,02	2,05	m
fattore di inclinazione del carico	iy	0,313	0,327	
fattore di inclinazione del carico	iq	0,461	0,474	
sovraccarico profondità	qp	32,30	32,30	KN/m ²
carico limite terreno di fondazione	Qim	728,68	771,16	KN
VERIFICA SODDISFATTA				
pressione sul terreno	σ_t	108,65	116,27	KN/m ²
percentuale compressa di terreno	%c	77,66%	78,90%	
distanza dal bordo compresso	u	1,01	1,03	m
momento fondazione a valle	Mv	7,29	7,90	KNm/m
momento fondazione a monte	Mm	49,46	42,72	KNm/m

- Verifica a **stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno** (con metodo dei conci di Fellenius): la verifica a stabilità globale del complesso muro-terreno è effettuata mediante il metodo semplificato di Fellenius, mediante la scelta di un numero di superfici di rottura circolari e la discretizzazione del volume di terreno in conci prismatici. La combinazione prevista dalle NTC2008 per questa verifica è l'approccio 1 combinazione 2, A2+M2+R2. Le superfici di rottura sono state scelte con un denominatore comune, ovvero il passaggio per lo spigolo inferiore della ciabatta di monte; essendo impossibile che la superficie di rottura intersechi il muro, i centri di rotazione delle superfici di rottura sono limitati lungo l'asse X a L/2 (metà fondazione) e a -L/2 con punto di origine lo spigolo inferiore della ciabatta di valle; per quanto riguarda la limitazione in Y del centro di rotazione delle superfici di rottura, il punto di partenza è limitato inferiormente all'estremo superiore del paramento verticale, per evitare di avere superfici di rottura con tangente > 90° tra l'estremo di monte della superficie di rottura e la linea di pendio. Vengono valutate 100 superfici di rottura e viene riportato il minimo coefficiente di sicurezza e le coordinate del centro di rotazione ed il raggio:

centro		raggio													
x	y	(m)	Posizione	toncio (m)	Striscia	xp (m)	hm (m)	gt (KN)	qt(KN)	xgt (m)	tan α	α °	ΔT (KN)	ΔN (KN)	
0,00	4,24	4,97	MONTE	0,237	0	2,60									
					1	2,837	4,16	18,77	4,75	2,72	1,531	56,9	13,64	10,04	
					2	3,075	4,00	18,03	4,75	2,96	1,352	53,5	14,39	9,35	
					3	3,312	3,81	17,18	4,75	3,19	1,193	50,0	15,00	8,60	
					4	3,549	3,60	16,22	4,75	3,43	1,049	46,4	15,46	7,79	
					5	3,787	3,35	15,13	4,75	3,67	0,914	42,4	15,72	6,91	
					6	4,024	3,07	13,86	4,75	3,91	0,787	38,2	15,74	5,96	
					7	4,262	2,74	12,37	4,75	4,14	0,662	33,5	15,46	4,92	
					8	4,499	2,34	10,57	4,75	4,38	0,535	28,1	14,76	3,79	
					9	4,736	1,82	8,21	4,75	4,62	0,394	21,5	13,38	2,53	
					1,10							143,09	60,63		
			CIABATT A MONTE	0,50	A	1,60	4,78	47,51	10,00	1,35	3,541	74,2	16,45	27,99	
		B			2,10	4,61	45,89	10,00	1,85	2,491	68,1	21,93	26,27		
		C			2,60	4,37	43,66	10,00	2,35	1,861	61,8	26,81	23,99		
					0,40								65,19	78,25	
			MENSOL A+FOND	0,70	P1	1,10	4,90	83,03	0	0,75	6,539	81,3	12,55	39,45	
						0,00									12,55
			CIABATT A VALLE	0,13	H	0,13	4,97	6,72	0	0,07	74,593	89,2	0,09	3,23	
					K	0,27	4,97	6,71	0	0,20	24,846	87,7	0,27	3,22	
					J	0,40	4,96	6,70	0	0,33	14,886	86,2	0,45	3,21	
													0,81	9,67	
			VALLE	0,428	0	0,00									
					1	-0,428	4,96	19,70	0	-0,21	-23,219	-87,5	-0,85	9,46	
					2	-0,855	4,93	19,40	0	-0,64	-7,682	-82,6	-2,50	9,25	
					3	-1,283	4,85	18,79	0	-1,07	-4,539	-77,6	-4,04	8,82	
					4	-1,710	4,74	17,86	0	-1,50	-3,166	-72,5	-5,38	8,19	
					5	-2,138	4,58	16,58	0	-1,92	-2,380	-67,2	-6,42	7,35	
					6	-2,566	4,38	14,92	0	-2,35	-1,861	-61,7	-7,06	6,32	
					7	-2,993	4,12	12,81	0	-2,78	-1,481	-56,0	-7,17	5,10	
					8	-3,421	3,79	10,17	0	-3,21	-1,182	-49,8	-6,57	3,73	
					9	-3,849	3,38	6,83	0	-3,63	-0,930	-42,9	-5,00	2,24	
			10	-4,276	2,85	2,48	0	-4,06	-0,700	-35,0	-2,03	0,68			
6	1												-47,02	61,13	
													174,63	249,14	
STATICA															
x	y	raggio													
0,00	4,24	4,97	Fatt Sic												
VERIFICATO															



8.1 VERIFICHE STRUTTURALI

Si riportano le sollecitazioni agenti alla base dell'elevazione e in corrispondenza della soletta di base lato valle.

La verifica SLU di tipo strutturale sono state condotte secondo l'Approccio 2 (comb. A1+M1+R3, $\gamma_{R3}=1$). La verifica in condizione sismica non risulta dimensionante e pertanto non viene riportata.

Per le verifiche SLE (limiti tensionali e fessurazione) è stata analizzata la sola combinazione rara, la verifica a fessurazione risulta verificata con limite 0,2 mm.

- Verifica SLU alla base elevazione:

URTO			
coefficiente di spinta attiva (Coulomb)	Ka	0,286	
Spinta terreno solo mensola Ht-Hp	St	34,04	KN/m
urto	Fd	24,75	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno solo mensola	Sth	31,85	KN/m
Componente verticale spinta terreno solo mensola	Stv	12,02	KN/m
Sforzo normale alla base della mensola	N	73,97	KN
Sforzo di taglio alla base della mensola	V	56,61	KN
Momento alla base della mensola	M	145,76	KNm

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	70	1	7,70	4
			2	7,70	66

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 73,97 0 kN
M_{xEd} 145,76 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviate

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

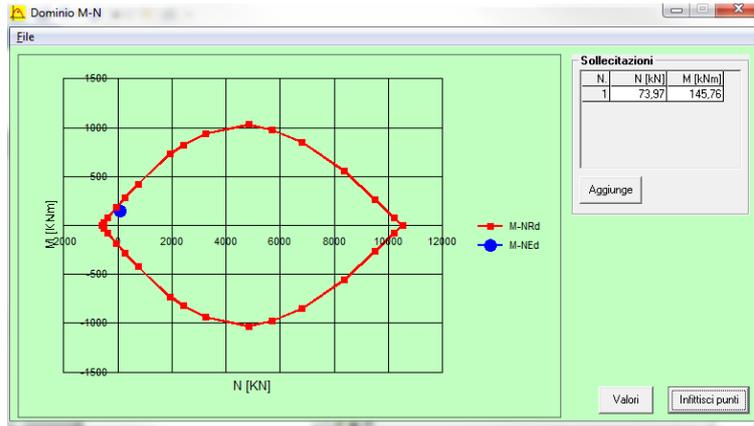
Materiali

B450C C25/30

E_{su} 67,5 ‰ E_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
E_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75 ‰
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
τ_{c1} 1,829

M_{xRd} 220,1 kN m

σ_c -14,17 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 59,44 ‰
d 66 cm
x 3,67 x/d 0,05561
δ 0,7

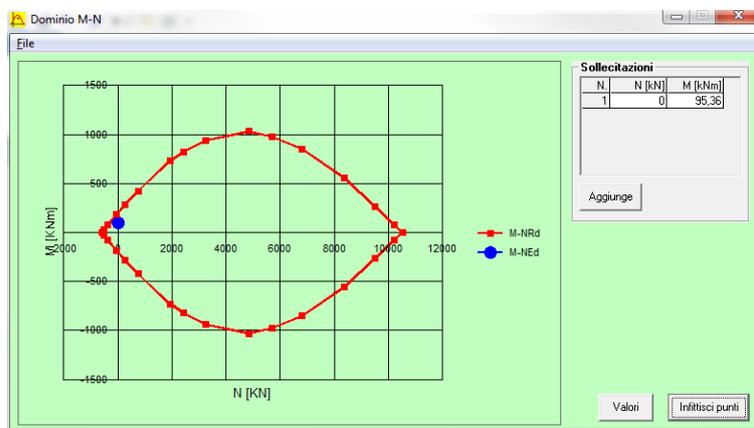


- Verifica SLU della soletta di valle (per l'entità del momento sollecitante vedasi la verifica a collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno):

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm²]	d [cm]
1	100	70	1	7.70	4
			2	7.70	66

Materiali	
B450C	C25/30
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200.000 N/mm²	f_{cd} 14.17
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9.75
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.6
	τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 196.9 kNm
 σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 64.21 ‰
 d 66 cm
 x 3.412 x/d 0.05169
 δ 0.7



- Verifica SLU a taglio alla base elevazione:

DATI SEZIONE RETTANGOLARE			
GEOMETRIA DELLA SEZIONE		MATERIALI:	
Base sezione: b=	1000 mm	CALCESTRUZZO	
Altezza sezione: h =	700 mm	Classe cls	C25/30
Copriferro: c =	40 mm	f _{ck}	25 Mpa
DATI ARMATURA		f _{cd}	14 Mpa
Armatura Longitudinale		γ _c	1,5
Diametro armatura tesa=	14 mm	ACCIAIO	
N° barre tese =	5	f _{yk}	450 Mpa
Diametro armatura compressa =	14 mm	f _{yd}	391 Mpa
N° barre compresse =	5	γ _s	1,15
Armatura Trasversale		AZIONI	
Diametro armatura a Taglio (// alla sezione)=	0 mm	N _{Ed} =	88,29 kN
Passo armatura a Taglio=	200 mm	V=	69,83 kN
N° bracci delle staffe=	2	γ _{Rd} =	1,50
Inclinazione staffe : α=	90 °	V _{Ed} = V * γ _{Rd} =	104,75 kN
Inclinazione puntone : θ=	45 °		
VERIFICA A TAGLIO (4.1.2.1.3.1/2 DM_14/01/2008)			
Resistenza sezioni non armate a taglio	V _{Rd}		235,48 kN
$V_{Rd} = \{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			NON NECESSITA ARMATURA A TAGLIO

- Verifica SLE – Combinazione RARA - alla base elevazione:

SLE - Rara			
Spinta terreno solo mensola Ht-Hp	St	34,04	KN/m
Spinta sovraccarico	Sq	20,25	KN/m
Componente orizzontale spinta terreno solo mensola	Sth	31,85	KN/m
Componente verticale spinta terreno solo mensola	Stv	12,02	KN/m
Componente orizzontale spinta sovraccarico solo mensola	Sqh	18,94	KN/m
Componente verticale spinta sovraccarico solo mensola	Sqv	7,15	KN/m
Sforzo normale alla base della mensola	N	81,11	KN
Sforzo di taglio alla base della mensola	V	50,80	KN
Momento alla base della mensola	M	64,41	KNm

Verifica C.A. S.L.U. - File: []

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: []

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	70	1	7.70	4
			2	7.70	66

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 81,11 81,11 kN
M_{xEd} 64,41 64,41 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

B450C		C25/30	
ε _{su}	67,5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391,3 N/mm²	ε _{cu}	3,5 ‰
E _s	200.000 N/mm²	f _{cd}	14,17
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0,8
ε _{syd}	1,957 ‰	σ _{c,adm}	9,75
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0,6
		τ _{c1}	1,829

σ_c -1,722 N/mm²
σ_s 85,33 N/mm²
ε_s 0,4266 ‰
d 66 cm
x 15,34 x/d 0,2324
δ 0,7305

Verifica N° iterazioni: 5

Precompresso

VERIFICA DI FESSURAZIONE

Caratteristiche materiali

Tipo cls
 $E_{cm} = 31447$ MPa
 $E_s = 210000$ MPa

Specifiche esigenze

Condiz. Ambientali
 Comb. Azioni
 Sensibilità barre

Caratteristiche sezione

$h = 700$ mm	Altezza	$\phi_{max} = 14$ mm	Dianetro massimo armatura
$b = 1000$ mm	Base	$n_{\phi_{max}} = 5$	Numero di barre ϕ_{max}
$c = 40$ mm	Ricoprimento	$\phi_{min} = 0$ mm	Dianetro minimo armatura
$d = 653,0$ mm	Altezza utile	$n_{\phi_{max}} = 0$	Numero di barre ϕ_{min}
$x = 153,40$ mm	Asse neutro	$\phi_{st} = 0$ mm	Dianetro armatura staffe
$\sigma_s = 85,3$ MPa		$A_s = 770$ mm ²	Area totale armatura tesa
		$s = 200$ mm	spaziatura massima tra le barre

dove σ_s è la tensione nell'armatura tesa valutata considerando la sezione fessurata

Grandezze derivate e parametri di verifica

$\alpha_e = 6,68$ - è il rapporto ε_s/E_{cm}
 $A_{c,eff} = 82250$ mm²
 $h_{c,ef} = 118$ mm
 $\rho_{eff} = 0,0094$ - è pari a $A_s/A_{c,eff}$
 $k_1 = 0,4$ -
 $\phi_{eq} = 14,0$ mm
 $k_1 = 0,8$ -
 $k_2 = 0,5$ -
 $k_3 = 3,4$ -
 $k_4 = 0,425$ -

Verifica a fessurazione

$\Delta_{smax} = 390,33$ mm per zona con spaziatura barre inferiore a $5(c + \psi/2)$
 $\Delta_{smax} = -$ - per zona con spaziatura barre superiore a $5(c + \psi/2)$
 $\varepsilon_{sm} = 0,00024$ -
 $w_{lim} = 0,200$ mm = w1
 $w_d = 0,095$ mm **Verificato**

VERIFICA DELLE TENSIONI V1

Verifica delle tensioni di esercizio

$\sigma_{c,rara} = 1,7$ MPa	$< 0,60 f_{ck} = 14,9$ MPa	Verificato
$\sigma_{c,perm} = 1,7$ MPa	$< 0,45 f_{ck} = 11,2$ MPa	Verificato
$\sigma_{s,rara} = 85,3$ MPa	$< 0,80 f_{yk} = 313,0$ MPa	Verificato

- Verifica SLE – Combinazione RARA - della soletta:

Verifica C.A. S.L.U. - File: []

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	70	1	7,70	4
			2	7,70	66

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 81,11 0 kN
 M_{xEd} 64,41 42,71 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali
 B450C C25/30
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

σ_c -1,136 N/mm²
 σ_s 88,88 N/mm²
 ε_s 0,4444 ‰
 d 66 cm
 x 10,61 x/d 0,1608
 δ 0,7

Verifica N° iterazioni: 5

Precompresso

VERIFICA DI FESSURAZIONE

Caratteristiche materiali

Tipo cls C25/30
 E_{cm} = 31447 MPa
 E_s = 210000 MPa

Specifiche esigenze

Condiz. Ambientali Aggressive
 Comb. Azioni Frequente
 Sensibilità barre Sensibile

Caratteristiche sezione

h = 700 mm	Altezza
b = 1000 mm	Base
c = 40 mm	Ricoprimento
d = 653,0 mm	Altezza utile
x = 106,10 mm	Asse neutro
σ _s = 88,9 MPa	

φ _{max} = 14 mm	Diametro massimo armatura
n _{φmax} = 5	Numero di barre φ _{max}
φ _{min} = 0 mm	Diametro minimo armatura
n _{φmin} = 0	Numero di barre φ _{min}
φ _{st} = 0 mm	Diametro armatura staffe
A _s = 770 mm²	Area totale armatura tesa
s = 200 mm	spaziatura massima tra le barre

dove σ_s è la tensione nell'armatura tesa valutata considerando la sezione fessurata

Grandezze derivate e parametri di verifica

α_e = 6,68 - è il rapporto ε_s/ε_{cm}
 A_{c,eff} = 82250 mm²
 h_{c,ef} = 118 mm
 ρ_{eff} = 0,0094 - è pari a A_s/A_{c,eff}
 k₁ = 0,4 - Carichi di lunga durata
 φ_{eq} = 14,0 mm - Barre ad aderenza migliorata
 k₁ = 0,8 - Caso di flessione
 k₂ = 0,5 -
 k₃ = 3,4 -
 k₄ = 0,425 -

Verifica a fessurazione

Δ_{smax} = 390,33 mm per zona con spaziatura barre inferiore a 5(c + φ/2)
 Δ_{smax} = - - per zona con spaziatura barre superiore a 5(c + φ/2)
 ε_{sm} = 0,00025 -
 w_{lim} = 0,200 mm = w₁
 w_d = 0,099 mm **Verificato**

VERIFICA DELLE TENSIONI V1

Verifica delle tensioni di esercizio

σ _{c,rara} = 1,1 MPa	< 060 f _{ck} = 14,9 MPa	Verificato
σ _{c,Qperm} = 1,1 MPa	< 045 f _{ck} = 11,2 MPa	Verificato
σ _{s,rara} = 88,9 MPa	< 080 f _{yk} = 313,0 MPa	Verificato