

Comune di Varisella
Provincia di Torino

RIQUALIFICAZIONE DI SPAZIO PUBBLICO DA
DESTINARE AD AREA MERCATALE

Via Don Giocondo Cabodi

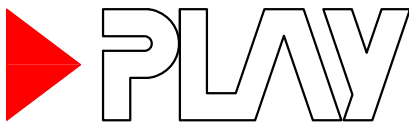
D.G.R. 21-6840 del 19-12-2013

Programmazione 2013-14 - Misura 1 - Riqualificazione di spazi pubblici destinati o da
destinarsi ad aree mercatali (DD_704-2013)

Progetto esecutivo

Relazione strutturale, di calcolo
e geotecnica

PROGETTISTA



STUDIO TECNICO ASSOCIATO

Arch. Roberta Maggio

Ing. Fabio Sessa

Arch. Valeria Spada

Via Maggiovetto, 11 – 10010 Bairo (TO)

tel. +39 0124 570455 – fax +39 0124 570211 – mail info@playprogetti.it

DATA: nov 2014 - Rev.01 feb 2015

SCALA: varie

E' vietata qualsiasi riproduzione non autorizzata.

ELABORATO

S1

RELAZIONE DI CALCOLO

INDICE

1. Premessa.....	2
2. Riferimenti legislativi.....	2
3. Materiali previsti e resistenze di calcolo	3
4. Analisi dei carichi.....	4
5. Parametri sismici	5
6. Modalità di verifica	6
7. Verifica muri di sostegno	6
7.1. Verifica a Ribaltamento e a scorrimento.....	8
7.2. Verifica di resistenza.....	13
8. Verifica strutture zone servizi	22
8.1. Soletta copertura	23
8.1. Muro controterra	27
8.2. Trave veletta	30
8.3. Trave fondazione	34
8.4. Pilastri	41

1. Premessa

La presente relazione riguarda la verifica statica di alcune opere da eseguirsi nella località appartenente al comune di Varisella (To).

Si tratta di muri di sostegno perimetrali in c.a. e di una zona adibita a servizi delimitata da una soletta in c.a, pilastri e muri in c.a. Si riportano anche le verifiche delle opere di fondazione delle varie parti.

Si riporta una planimetria della zona oggetto di interesse.



2. Riferimenti legislativi

L'analisi della struttura e le verifiche sugli elementi sono state condotte in accordo alle vigenti disposizioni legislative ed in particolare delle seguenti norme:

-Legge 05/11/1971, n.1086

"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica."

-D.M. del 14/01/2008

"Norme tecniche per le costruzioni."

Ulteriori riferimenti tecnici sono costituiti

-Ordinanza PCM n.3274 del 20.03.2003

"Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", pubblicata nel supplemento ordinario n. 72 alla Gazzetta Ufficiale - serie generale - n. 105 dell'8 maggio 2003."

-Ordinanza PCM n.3431 del 03.05.2005

"Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003."

-Eurocodice 2 – *"Progettazione delle strutture in calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali"*

-Eurocodice 7 – *"Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali."*

-Eurocodice 8 – *"Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici."*

- CNR 10025/98

3. Materiali previsti e resistenze di calcolo

CLS MAGRO

Classe di resistenza C 12/15

$$R_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$$

CLS STRUTTURE DI FONDAZIONE ED ELEVAZIONE

Classe di resistenza C 25/30

$$R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$$

Modulo di elasticità longitudinale:

$$E = 31447 \text{ N/mm}^2$$

Modulo di elasticità tangenziale:

$$G = 13102 \text{ N/mm}^2$$

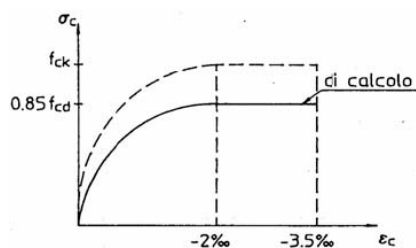


Diagramma $\sigma - \epsilon$ per condizioni da SLU

Classi di esposizione:

Classe XC2 – superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo.

Al fine di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale si adottano i seguenti ricoprimenti minimi:

Strutture interrato: 50 mm

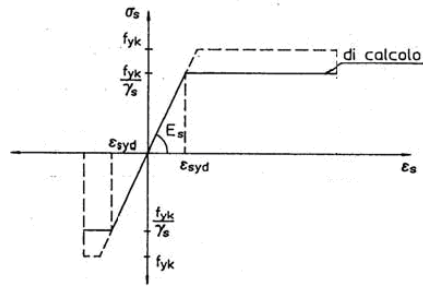
ACCIAIO

Barre ad aderenza migliorata

tipo B450C

Tensione caratteristica di snervamento:

$$f_{yk} > 450 \text{ N/mm}^2$$



I fattori parziali di sicurezza allo SLU adottati sono i seguenti:

Acciaio	$\gamma_s = 1.15$
Conglomerato cementizio	$\gamma_c = 1.50$
Conglomerato cementizio: riduzione per lunga durata	$\alpha_c = 0.85$

Le resistenze di calcolo valgono pertanto:

Acciaio	$f_{yd} = 4500/1.15 = 3913 \text{ kg/cm}^2$;
Conglomerato cementizio: azione breve durata	$f_{cd1} = 0.83 \cdot 300/1.5 = 166 \text{ kg/cm}^2$;
Conglomerato cementizio: azione di lunga durata	$f_{cd} = 0.85 \cdot 138 = 141 \text{ kg/cm}^2$

4. Analisi dei carichi

Le azioni del terreno valutate teoricamente come indicato ai paragrafi precedenti prevedono i seguenti parametri di ingresso:

Terrapieno a tergo

Terreno limoso mediamente addensato dal p.c a una quota 1.99m:

Angolo di resistenza al taglio	$\phi' = 27^\circ$
Coesione drenata	$c' = 0 \text{ kg/cm}^2$.
Peso unità di volume saturo	$\gamma' = 19 \text{ kN/m}^3$.

Strato di appoggio della fondazione: ciottoli e ghiaia in matrice limosa

Angolo di resistenza al taglio	$\phi' = 32^\circ$
Coesione drenata	$c' = 0 \text{ kg/cm}^2$.
Peso unità di volume saturo	$\gamma' = 20 \text{ kN/m}^3$.

Sovraccarichi sul terrapieno

$$q = 20 \text{ kN/m}^2$$

Carichi soletta zona servizi

Ipotizzando che la struttura superiore sia in cemento armato si hanno i seguenti carichi:

$$\begin{aligned}
 g_0 &= 6 \text{ kg/m}^2 && \text{peso proprio soletta da } 24 \text{ cm} \\
 g_1 &= 9 \text{ kN/m}^2 && \text{permanenti (terra)} \\
 q_{2,\text{int}} &= 20 \text{ kN/m}^2 && \text{variabili}
 \end{aligned}$$

5. Parametri sismici

La struttura sorgerà in zona sismica.

Classe d'uso e vita nominale

Classe d'uso II

$$\rightarrow C_U = 1$$

Vita nominale 50 anni

$$\rightarrow V_N = 50 \text{ anni}$$

Periodi di riferimento azione sismica

$$\rightarrow V_R = 1 \cdot 50 = 50 \text{ anni.}$$

Coordinate geografiche:

Longitudine 7° 29' 00''

Latitudine 45° 13' 00''

Dalla relazione geologica si deducono i parametri sismici e la classificazione del terreno sismica per l'opera.

Classificazione sismica del terreno:

Il modello ricostruito corrisponde alla CATEGORIA DI SUOLO DI FONDAZIONE DI TIPO C

CATEGORIA TOPOGRAFICA T1

Per il calcolo dell'azione sismica sono stati considerati i seguenti parametri:

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
a_g	0.072 g
F_a	2.674
T_C	0.269 s
S_E	1.500
C_E	1.619
S_T	1.000
q	2.400

Parametri dipendenti	
S	1.500
η	0.417
T_B	0.145 s
T_C	0.436 s
T_D	1.887 s

Nel caso dei muri di sostegno, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico orizzontale e verticale

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

essendo

$$a_{\max} = S \cdot a_g$$

β_m un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

Si ha:

$$a_g = 0.072 \text{ g}$$

$$S = 1.5$$

$$\beta_m = 0.18$$

Il coefficiente sismico orizzontale e verticale valgono rispettivamente:

$$k_h = 0.18 \cdot 0.072 \text{ g} = 0.0129 \text{ g}$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h = \pm 0.0064 \text{ g}$$

La spinta sismica è prudenzialmente applicata a metà altezza del muro.

6. Modalità di verifica

Il progetto e la verifica degli elementi strutturali sono stati condotti col metodo degli stati limite in accordo con le norme tecniche e le modalità operative specificate nel citato DM 14-1-08 ed ai riferimenti tecnici citati in precedenza qualora necessario, applicati in maniera unitaria ed integrale all'intero organismo strutturale.

La verifica delle fondazioni è svolta secondo i principi della Meccanica dei Terreni ed è illustrata nell'apposta relazione geotecnica e sulle fondazioni.

7. Verifica muri di sostegno

La struttura è un'opera di sostegno rigida. Essa è calcolata con le usuali procedure relative alle tipologie in oggetto.

Nel dettaglio operativo, nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo. Gli stati limiti ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.

In accordo con le NTC, sono state condotte le seguenti verifiche:

-*SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido*

scorrimento sul piano di posa A2-M2-R2

ribaltamento EQU-M2

collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno A2-M2-R2

-*SLU di tipo strutturale (STR):*

raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali A1-M1-R1

Si riportano i vari coefficienti per le azioni, i parametri geotecnici del terreno e per le verifiche.

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	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 ⁽¹⁾	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

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 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	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	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

Tabella 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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

La verifica è stata condotta prendendo come riferimento la sezione di muro D'-D'. Tale sezione risulta la maggiormente sollecitata presentando il muro la massima altezza.

7.1. Verifica a Ribaltamento e a scorrimento

Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido.

Per ciò che riguarda la verifica a ribaltamento, in condizioni statiche e sismiche, è necessario applicare la combinazione di carico EQU+M2, per la quale:

-il carico permanente sfavorevole, ovvero la spinta del terreno deve essere incrementata del fattore $\gamma_g=1.1$ nel caso statico e $\gamma_g=1$ nel caso sismico;

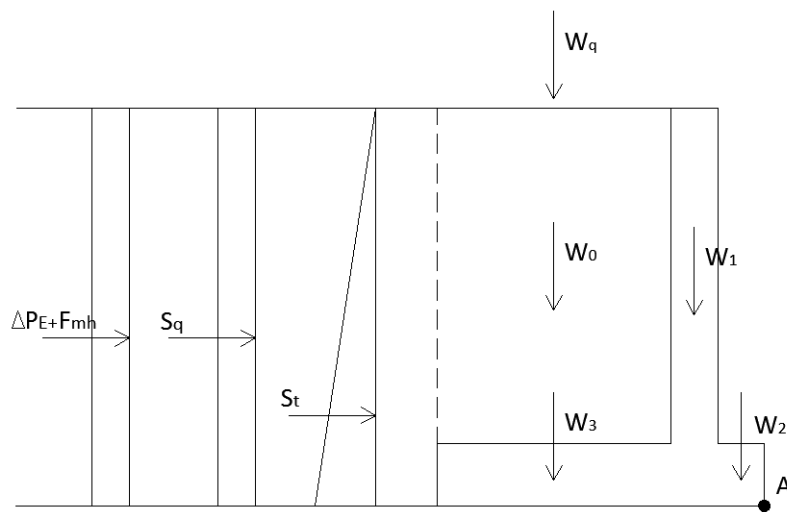
-i carichi permanenti favorevoli, ovvero il peso del muro W_1 e del terreno W_0 , sono moltiplicati per il fattore $\gamma_g=0.9$ e $\gamma_g=1$ nel caso sismico;

-il carico variabile dovuto al sovraccarico q viene considerato con il fattore $\gamma_q=1.5$ in condizioni statiche. In condizioni sismiche questo contributo è tenuto in conto con il coefficiente $\psi_2=0.3$ (Cat.G - Tab.2.5.I).

-il carico permanente sfavorevole dato dalla spinta del terreno dovuto al sisma viene tenuto in conto con un coefficiente unitario.

Le spinte sono determinate utilizzando la formulazione di Coulomb per le verifiche in fase statica e la teoria di Monobe-Okabe in fase sismica.

Si riporta una sezione del muro con tutte le azioni favorevoli e sfavorevoli.



La verifica risulta soddisfatta se

$$\frac{M_{st,A}}{M_{rib,A}} > 1$$

I vari contributi sono calcolati come segue:

$$S_t = \frac{1}{2} \cdot k_a \cdot \gamma_d \cdot H^2$$

$$S_{sisma} = \frac{1}{2} \cdot (1 + k_v) \cdot k_{a,A/B} \cdot \gamma_d \cdot H^2 \rightarrow \Delta P_e = S_{sisma} - S_t$$

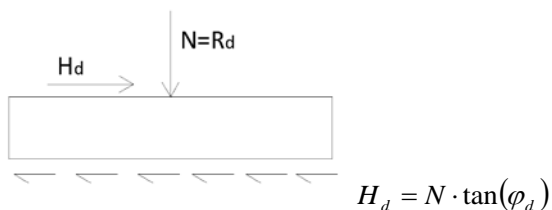
$$F_{mh} = W_m \cdot k_v \quad \text{contributo inerzia muro}$$

$$W_t = \gamma_t \cdot A_t, W_{cls} = \gamma_{cls} \cdot A_c$$

$$K_a = \tan\left(90 - \frac{\phi_d}{2}\right);$$

La verifica a scorrimento del piano di posa della fondazione, in condizioni statiche e sismiche, è condotta secondo la combinazione di carico A2+M2-R2.

Nello stato limite ultimo di collasso per scorrimento, l'azione di progetto è data dalla componente della risultante delle forze in direzione parallela al piano di scorrimento della fondazione, mentre la resistenza di progetto è il valore della forza parallela al piano cui corrisponde lo scorrimento del muro.



Si ha

$$H_d = 1 \cdot S_t + 1.3 \cdot S_q \quad \text{in condizioni statiche}$$

$$H_d = 1 \cdot S_t + 0.3 \cdot S_q + \Delta P_e + F_{mh} \quad \text{in condizioni sismiche}$$

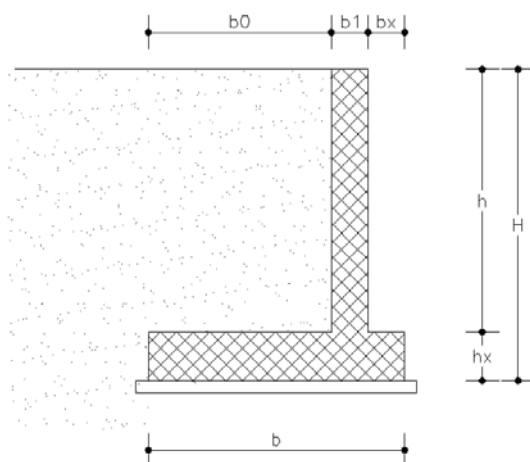
$$R_d = (1 \cdot W_{cls+t} + 1.3 \cdot W_q) \cdot \tan \varphi_d \quad \text{in condizioni statiche}$$

$$R_d = ((W_{cls+t} - W_{mv}) + 0.3 \cdot W_q) \cdot \tan \varphi_d \quad \text{in condizioni sismiche}$$

Si riportano nel seguito i fogli di calcolo.

Sezione D'-D'

DATI GEOMETRICI	
h=	2.82 m
hx=	0.4 m
h4=	0 m
H=	3.22 m
ht=	2.82 m
bx=	0.3 m
b1=	0.3 m
b0=	1.8 m
b=	2.4 m
b4=	0.3 m
Calcolo volumi (1m di spessore)	
V0=	5.076 m3
V1=	0.966 m3
V2=	0.12 m3
V3=	0.72 m3
V4=	0 m3
V5=	-2E-16 m3
Vtot=	6.882 m3



DATI GEOTECNICI									
$\gamma_{t1} =$	19	kN/m ³							
$\gamma_{t2} =$	0	kN/m ³							
$\phi'_1 =$	27	°	0.471	rad					
$\phi'_{1d} =$	22.18	°	0.387	rad	Ka1=	0.452		Kp2=	2.213
$\phi'_2 =$	32	°	0.559	rad					
$\phi'_{2d} =$	26.56	°	0.464	rad	Ka2=	0.382		Kp2=	2.618
teta=	0	°						Kp=	2.215
	0							Kp=	2.541
CALCOLO SPINTE TERRA (i=0)									
q=	20	kN/mq	spinta terra						
S _q =	29.11	kN/m	spinta sovraccarico						
S _t =	44.52	kN/m							
S _p =	0.00	kN	Spinta passiva dente cls		1				
S _p =	0.00	kN							
SPINTA SISMICA									
Terreno									
Pae=	46.26	kN							
ΔPE=	1.74	kN							
Inerzia muro									
kh	0.0194								
kv	0.0097								
Wm=	151.05	kN							
Fmh=	2.94	kN							
Fmv=	1.47	kN							
ΔFmv=	149.58	kN							
ΔPE+Fmh	4.68	kN							

CONTRIBUTO SISMICO									
γ [kgf/m ³]	1900	peso specifico del terreno sopra falda							
ϕ [°]	22.18	angolo di resistenza al taglio							
ψ [°]	90	angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete del muro rivolta a monte (se verticale =90°)							
β [°]	0	angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno (se orizzontale =0°)							
δ [°]	0	angolo di resistenza a taglio tra terreno e muro							
S [-]	1.5								
a_g [g]	0.072								
β_m	0.18								
Falda	N	Y/N N.B.: Y = falda a p.c.; N = falda sotto lo scavo lato valle							
γ_{H20} [kgf/m ³]	0								
k_h [g]	0.01944								
k_v [g]	0.00972								
γ^l [kgf/m ³]	1900	peso specifico efficace							
θ_A [°]	1.1	inclinazione del campo gravitazionale per effetto dell'accelerazione sismica							
θ_B [°]	1.1	inclinazione del campo gravitazionale per effetto dell'accelerazione sismica							
g_A [g]	1.010	come da definizione, ma validi per procedura alternativa semplificata (inclinazione campo gravitazionale)							
g_B [g]	0.990	come da definizione, ma validi per procedura alternativa semplificata (inclinazione campo gravitazionale)							
g_{A^*} [g]	1.010	corretti per un'applicazione da procedura esaustiva, ed usati nel seguito							
g_{B^*} [g]	0.990	corretti per un'applicazione da procedura esaustiva, ed usati nel seguito							
$\phi^l - \theta_A$ [°]	21.1								
$\phi^l - \theta_B$ [°]	21.1								
$K_{a,A}$ [-]	0.465	con sisma, secondo Mononobe e Okabe							
$K_{a,B}$ [-]	0.465	con sisma, secondo Mononobe e Okabe							
K_a [-]	0.452	senza sisma, secondo Mononobe e Okabe							
$K_{a,A} / K_{a^*} g_{A^*}$	1.039	incremento percentuale della spinta risultante dovuto all'azione sismica							
$K_{a,B} / K_{a^*} g_{B^*}$	1.020	incremento percentuale della spinta risultante dovuto all'azione sismica							
Con K_a									
H [m]	3.22	altezza libera del muro							
$E_{non\ sismico}$	4452	spinta risultante sull'altezza libera del muro in assenza di sisma (escluso il contributo dell'acqua)							
$E_{d,A}$ [kgf/m]	4626	accelerazione verso il basso							
$E_{d,B}$ [kgf/m]	4540	accelerazione verso l'alto							
$\Delta E_{d,A}$ [kgf/m]	174	incremento della spinta risultante dovuto all'azione sismica							
$\Delta E_{d,B}$ [kgf/m]	88	incremento della spinta risultante dovuto all'azione sismica							

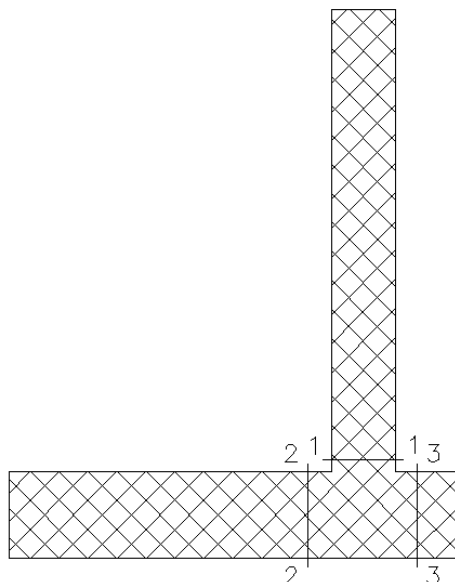
VERIFICA RIBALTAMENTO			EQU+M2						
γ_{t1} =	19 kN/m3								
γ_{t2} =	0 kN/m3								
γ_{cls} =	25 kN/m3								
							EQU-M2		
PESI			DISTANZE		MOMENTI		C.STATICA	C.SISMICA	
W_0 =	96.444	kN	d0=	1.50 m	M0	144.67 kNm	130.20	144.67	
W_1 =	24.15	kN	d1=	0.45 m	M1	10.87 kNm	9.78	10.87	
W_2 =	3	kN	d2=	0.15 m	M2	0.45 kNm	0.41	0.45	
W_3 =	18	kN	d3=	1.50 m	M3	27.00 kNm	24.30	27.00	
W_4 =	0	kN	d4=	2.25 m	M4	0.00 kNm	0.00	0.00	
W_5 =	0	kN	d5=	1.50 m	M5	0.00 kNm	0.00	0.00	
W_6 =	36.00	kN	d6=	1.50 m	M6	54.00 kNm	81.00	16.20	
					M_{sT} =	236.98 kNm	245.69	199.18	kNm
							EQU-M2		
							C.STATICA	C.SISMICA	
S_t =	44.52	kN	dSt=	1.07 m	M_{sT} =	47.78 kNm	52.56	47.78	
S_q =	29.11	kN	dSq=	1.61 m	M_q =	46.86 kNm	70.29	14.06	
$Q=\Delta PE+F_{mh}$ =	4.68	kN	dQ=	1.61 m	M_Q =	7.54 kNm		7.54	
S_p =	0.00	kN	dp=	0.00 m	M_{sp} =	0.00 kNm	0.00	0.00	
							122.85	69.38	kNm
Fs=	2.00	statica							
	2.87	sismica							
VERIFICA SCORRIMENTO			A2-M2						
ϕ'_1 =	32 °	0.559 rad							
ϕ'_{1d} =	26.56 °	0.464 rad							
R^* =	1.00								
δ =	26.56 °	tgδ= 0.500							
	0.464 rad								
					STATIC	SISMICA			
W_{t+cls} =	141.594	kN	Rd=	94.18	80.85 kN				
W_q =	36.00	kN	Hd=	82.35	57.93 kN	ψ_2 =	0.3		
W_{mv} =	1.47	kN							
S_{pass} =	0.00	kN							
Fs=	1.14	statica							
	1.40	sismica							

Per entrambe le verifiche il fattore di sicurezza è superiore all'unità.

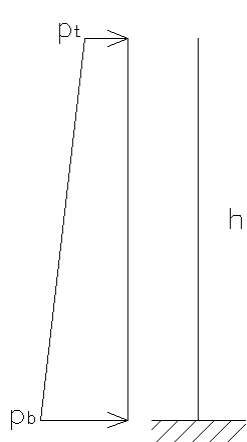
7.2. Verifica di resistenza

La verifica dei muri e della fondazione vengono effettuata mediante l'approccio 2 A1-M1-R1, previsto dal DM 14.01.08 par 6.5.3.1.1.

Le verifiche strutturali sono state svolte nelle sezioni 1, 2, 3.



La sezione 1-1 è alla base del muro. Lo schema statico adottato per la verifica è quello di una mensola incastrata alla base e soggetta a una spinta orizzontale data dal terreno e dal sovraccarico nel caso statico.



$$p_t = \gamma_q \cdot k_A \cdot h \quad \text{PRESSIONE SOMMITA'}$$

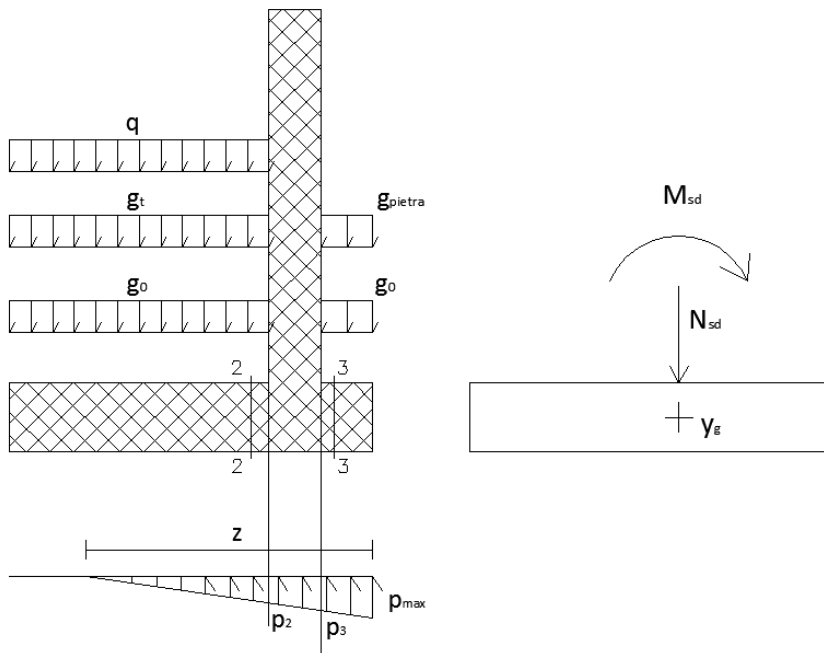
$$p_b = p_t + \gamma_g \cdot \gamma \cdot k_A \cdot h \quad \text{PRESSIONE BASE}$$

In condizioni dinamiche si aggiunge l'incremento di spinta sismica.

$$p_t = \gamma_q \cdot k_A \cdot h + \Delta p_e$$

Note le pressioni orizzontali sul muro, si esegue il calcolo del momento alla base del medesimo e si procede quindi al calcolo dell'armatura.

La sezione 2-2 è la sezione di incastro della ciabatta più lunga nel muro. Lo schema statico della fondazione è quello di una mensola soggetta alla seguente distribuzione dei carichi: il peso della terra (g), del sovraccarico (q) e il peso proprio (g_0) saranno diretti verso il basso. La ciabatta però sarà anche soggetta a una spinta p diretta dal basso verso l'alto determinata a partire dalle sollecitazioni di calcolo N_{sd} e M_{sd} .



$$M_{sd} = M_{st} - M_{rib} - \sum G \cdot z_i$$

$$N_{sd} = \sum G$$

$$p_{max} = 2 \cdot N_{sd} / z$$

Le sezione 3 è stata verificata con l'utilizzo delle metodologie illustrate nella circ. 617/2009 delle NTC 2008 Cap.4.1.2.1.5 "Resistenza di elementi tozzi, nelle zone diffusive dei nodi". La mensola sarà soggetta alla differenza di distribuzione di carico indicato in figura (il peso del pietrame g_p e del peso proprio g_0 diretti verso il basso e la pressione del terreno diretta verso l'alto).

Le verifiche delle mensole tozze viene effettuata facendo riferimento al norma CNR 10025/98, di cui si riporta un estratto in quanto segue.

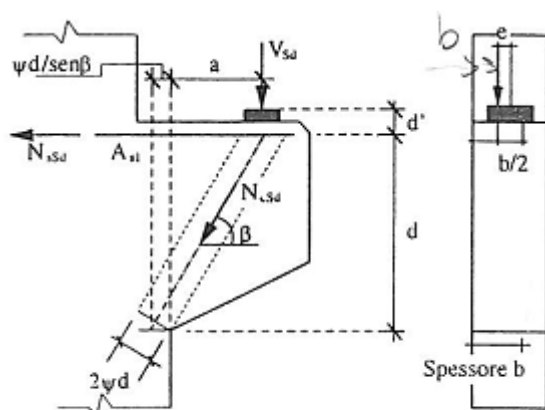


Figura 2: Traliccio isostatico

$$N_{csd} = \frac{V_{sd}}{\sin \beta}$$

$$N_{sds} = \frac{V_{sd}}{\tan \beta}$$

$$\tan \beta = \frac{1}{\lambda_v + \psi / \sin \beta} = \frac{\lambda_v - \sqrt{\lambda_v^2 - (\lambda_v^2 - \psi^2) \cdot (1 - \psi^2)}}{(\lambda_v^2 - \psi^2)}$$

$$\psi \leq 0.176$$

$$N_{cRd} = 2 \cdot \psi \cdot \frac{v}{v} \cdot b \cdot d \cdot 0.85 \cdot f_{cd} = 2 \cdot k \cdot \psi \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}$$

$$N_{sRd} = A_{sl} \cdot f_{yd}$$

Si riportano nel seguito i fogli di calcolo.

Sezione 1-1- Base muro

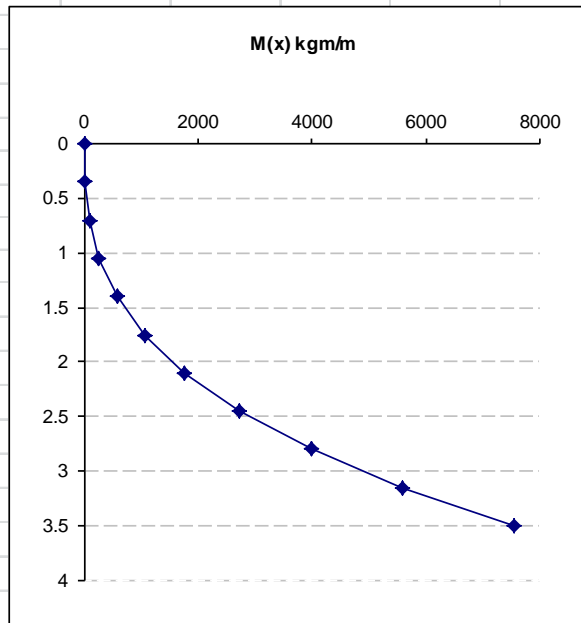
CALCOLO SPINTA SUL MURO									
Geometria muro				Coeff. Spinta		sp=	30	cm	
$H_n =$	2.82	m		a riposo	0				
$s =$	0	m		attiva	1				
$H_f =$	0	m							
$H_0 =$	2.82	m							
Parametri geotecnici caratteristici del terreno a tergo									
$\gamma' =$	1.90	t/m ³	terreno saturo						
$\phi' =$	27	°	angolo resistenza al taglio						
$c' =$	0	kg/cmq	coesione drenata						
$\gamma_w =$	0.0	t/m ³	peso acqua						
Fattori parziali di sicurezza SL									
Approccio 1- Da 1						Carichi			
A1+M1+R1 SLU STR statico						$q_1 =$	0	kg/mq	
$\gamma_\phi =$	1.0	f.s. su $\tan(\phi')$				$q_2 =$	2000	kg/mq	
$\gamma_c =$	1.0	f.s. su coesione drenata							
$\gamma_R =$	1.0					Fase 1	perm		
					coeff. Sp. di calcolo	$p_t =$	0	kg/mq	
f.p.s.	favorevole	sfavorevole			$K = 0.3755$	$p_b =$	2616	kg/mq	
$\gamma_{G1} =$	1.0	1.3			coeff. spinta				
$\gamma_{G2} =$	0.0	1.5			$K_0 = 0.5460$	Fase 2	perm+var		
$\gamma_Q =$	0.0	1.5			$K_a = 0.3755$	$p_t =$	1127	kg/mq	
						$p_b =$	3742	kg/mq	
Parametri geotecnici di calcolo del terreno a tergo									
$\phi'_d =$	27	°	angolo resistenza al taglio di calcolo						
$c'_d =$	0	kg/cmq	coesione drenata di calcolo						
Fattori parziali di sicurezza SL									
Approccio 1- Da 1						Carichi			
A1+M1+R1 SLU STR sismico						$q_1 =$	0	kg/mq	
$\gamma_\phi =$	1.0	f.s. su $\tan(\phi')$				$q_2 =$	600	kg/mq	
$\gamma_c =$	1.0	f.s. su coesione drenata							
$\gamma_R =$	1.0					Fase 1	perm		
					coeff. Sp. di calcolo	$p_t =$	0	kg/mq	
f.p.s.	favorevole	sfavorevole			$K = 0.3755$	$p_b =$	2012	kg/mq	
$\gamma_{G1} =$	1.0	1.0			coeff. spinta				
$\gamma_{G2} =$	0.0	1.0			$K_0 = 0.5460$	Fase 2	perm+var		
$\gamma_Q =$	0.0	1.0			$K_a = 0.3755$	$p_t =$	225	kg/mq	
						$p_b =$	2240	kg/mq	
Parametri geotecnici di calcolo del terreno a tergo									
$\phi'_d =$	27	°	angolo resistenza al taglio di calcolo						
$c'_d =$	0	kg/cmq	coesione drenata di calcolo						
$\Delta PE =$	1.55	kN							
$F_{mh} =$	2.9	kN							
	4.49	kN	$P \cdot 2/z$						
$p_e =$	2.8	kN/mq							

Sollecitazioni flettenti_Combinazione statica

Schema 2 : perm + var

$p_1 =$	1127 kg/mq
$p_2 =$	3742 kg/mq
$p_0 =$	2616 kg/mq
$l =$	2.82 m

x	M [kgm]	V [kg]
0.00	0	0
0.28	48	355
0.56	207	783
0.62	253	877
0.85	497	1285
1.13	939	1861
1.41	1553	2510
1.69	2361	3234
1.97	3384	4031
2.26	4642	4902
2.54	6156	5847
2.82	7946	6865



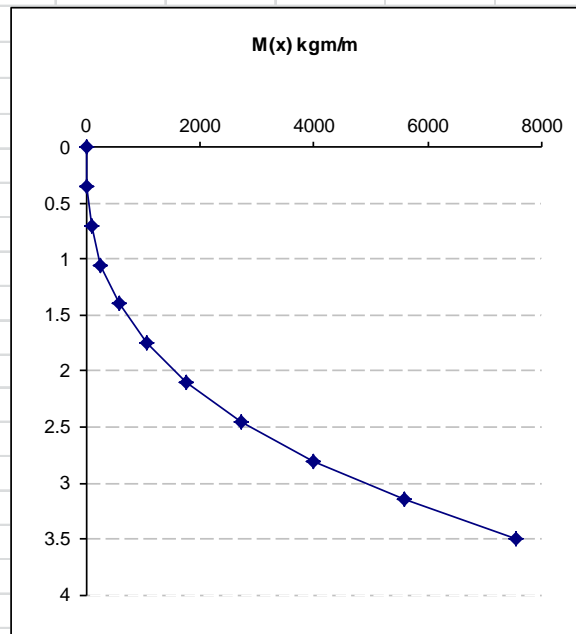
$M_{max} =$	7946 kgm
	794630.8 kgcm
	79.46 kNm

Sollecitazioni flettenti_Combinazione sismica

Schema 2 : perm + var

$p_1 =$	225 kg/mq
$p_2 =$	2240 kg/mq
$p_0 =$	2015 kg/mq
$l =$	2.82 m

x	M [kgm]	V [kg]
0.00	0	0
0.28	12	92
0.56	57	241
0.62	72	277
0.85	153	446
1.13	314	709
1.41	558	1028
1.69	899	1404
1.97	1355	1837
2.26	1941	2327
2.54	2672	2873
2.82	3566	3476



$M_{max} =$	3566 kgm
	356638 kgcm
	35.66 kNm

La condizione più gravosa è quella statica.

La sezione resistente è la seguente

$$a_1 = 100 \text{ cm}$$

$$a_2 = 30 \text{ cm}$$

$$d = 30 - 5 = 25 \text{ cm}$$

L'area minima richiesta è

$$A_{f,nec} = 0.15\% A_c = 4.5 \text{ cm}^2 / m$$

Si assumono le seguenti maglie base d'armatura

Lato terra $1\phi 16/20$

Lato esterno $1\phi 14/20$

Verifica a flessione DM08			
Calcestruzzo		Acciaio	
$R_{ck} =$	300 kg/cm ²	$f_{yk} =$	4500 kg/cm ²
$f_{ck} =$	249 kg/cm ²	$\gamma_s =$	1.15
$f_{ctm} =$	25.6 kg/cm ²	$f_{yd} =$	3913 kg/cm ²
$f_{ctk} =$	17.9 kg/cm ²	$f_{cd} =$	141 kg/cm ²
$\gamma_c =$	1.5	$f'_{cd} =$	71 kg/cm ²
$\alpha_{cc} =$	0.85	$f_{ctd} =$	11.9 kg/cm ²
Dati sezione			
$b_w =$	100 cm		
$h =$	30 cm		
$c =$	5 cm	copriferro	
$d =$	25 cm	altezza utile	
Armatura tesa disposta		$c_{med} =$	5.0 cm
		$d_{calc} =$	25.0 cm
n_b	ϕ	A_{sw}	y_{binf}
5	16	10.05	5
0	12	0.00	7
	$A_{sw} =$	10.05 cm ²	
Momento resistente			
$q =$	0.1115	percentuale meccanica d'armatura	
$M_{Rd} =$	926827 kg*cm	momento resistente	
$M_{Rd} =$	92.68 kNm		
$M_{Rd} =$	9268 kg*m		
$M_{Sd} =$	79.46 kNm	Verificato	

Risulta $M_{Rd} > M_{Sd}$ la sezione è verificata

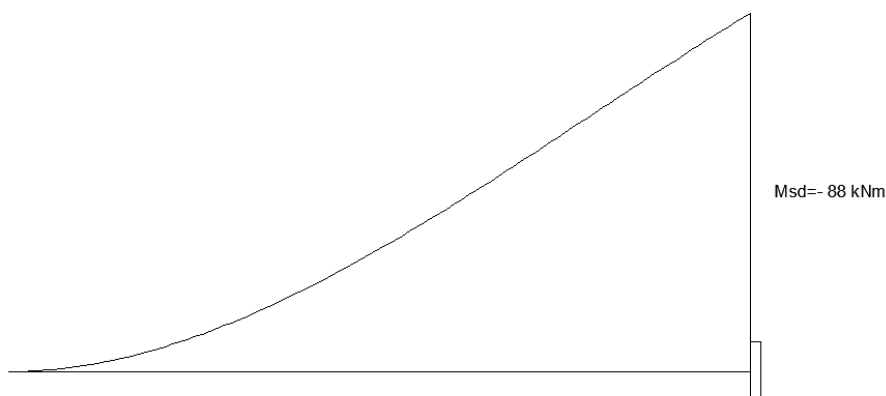
Sezione 2-2- Attacco Fondazione

VERIFICA FONDAZIONE		A1-M1-R1	
$W_{t+m} =$	141.59 kN		
$W_q =$	36 kN		
$L =$	1.8 m		
Sollecitazioni di calcolo verso il vasso			
Ciabatta lunga		$L =$	1.8 m
$g_0 =$	13.0 kN/m		
$g_t =$	69.65 kN/m		
$q =$	30.00 kN/m		
	112.7 kN/m		
Ciabatta corta		$L =$	0.3 m
g_0	13.0 kN/m		
g_p	91.7 kN/m	peso pietra	
p_3	169.2 kN/m	pressione terreno	
p_{tot}	64.6 kN/m	19.37 kN	con pietra
	156.2 kN/m	46.87 kN	senza pietra
Pressioni terreno			
<u>Combinazione statica</u>		1.3	1.5
$B =$	2.40 m	$B/6 =$	0.40 m
$x_g =$	1.20 m		
N_{sd}	238.07 kN		
M_G	285.69 kNm		
$M_{STAB} =$	318.88 kNm		
$M_{RIB} =$	110.02 kNm		
ΔM	208.86 kNm		
Scarichi			
$M_{sd} =$	76.82 kNm	$M_G + DM$	
$N_{sd,tot} =$	238.07 kN		
$e =$	0.32 m		
$u =$	0.00 m		
$z =$	0.00 m		
Tensioni normali			
$B_{adott} =$	2.40 m		
$p_{max} =$	179.22 kN/m ²		
$p_{min} =$	19.17 kN/m ²		
$p_{n,m} =$	99.20 kN/m ²	valore medio	
Tensioni tangenziali			
$p_h =$	0.00 kN/m ²		
$x_2 =$	0.60 m		
$x_3 =$	0.3 m		
$p_{n2} =$	139.21 kN/m ²	1.80 m	
$p_{n3} =$	159.22 kN/m ²		
$M_{sd} =$	88 kNm		

<u>Combinazione sismica</u>				$\psi_2=$	0.3
B=	2.40	m	B/6=	0.40	m
xg=	1.20	m			
N _{sd}	152.394	kN			
M _G	182.87	kNm			
M _{STAB} =	199.18	kNm			
M _{RIB} =	58.61	kNm			
ΔM	140.57	kNm			
Scarichi					
M _{sd} =	42.30	kNm			
N _{sd,tot} =	152.39	kN			
e=	0.28	m			
u=	0.00	m			
z=	0.00	m			
Tensioni normali					
B _{adott} =	2.40	m			
p _{max} =	107.56	kN/m2			
p _{min} =	19.43	kN/m2			
p _{n,m} =	63.50	kN/m2	valore medio		
Tensioni tangenziali					
p _h =	0.00	kN/m2			
x1=	0.60	m			
x3=	0.30	m			
p _{n1} =	85.53	kN/m2	0.00	m	
p _{n3} =	96.54	kN/m2			

L'andamento del momento nella sezione 1-1, per combinazione più sfavorevole è riportato nella seguente figura.

Il valore massimo M_{sd} = 88 kNm



La sezione resistente è la seguente

a₁=100cm

a₂=40cm

d=40-5=35cm

Si assumono le seguenti maglie base d'armatura

verticale superiore 1 ϕ 16/20
verticale inferiore 1 ϕ 12/20

Si riporta il foglio di calcolo excel della verifica a flessione della soletta di fondazione.

Verifica a flessione DM08			
Calcestruzzo		Acciaio	
$R_{ck} =$	300 kg/cm ²	$f_{yk} =$	4500 kg/cm ²
$f_{ck} =$	249 kg/cm ²	$\gamma_s =$	1.15
$f_{ctm} =$	25.6 kg/cm ²	$f_{yd} =$	3913 kg/cm ²
$f_{ctk} =$	17.9 kg/cm ²	$f_{cd} =$	141 kg/cm ²
$\gamma_c =$	1.5	$f'_{cd} =$	71 kg/cm ²
$\alpha_{cc} =$	0.85	$f_{ctd} =$	11.9 kg/cm ²
Dati sezione			
$b_w =$	100 cm		
$h =$	40 cm		
$c =$	5 cm	copriferro	
$d =$	35 cm	altezza utile	
Armatura tesa disposta		$C_{med} =$	5.0 cm
n_b	ϕ	A_{sw}	y_{binf}
5	16	10.05	5
0	0	0.00	5
$A_{sw} =$		10.05 cm ²	
Momento resistente			
$q =$	0.0796	percentuale meccanica d'armatura	
$M_{Rd} =$	1320083 kg*cm	momento resistente	
$M_{Rd} =$	132.01 kNm		
$M_{sd} =$	88 kNm	Verificato	

Risulta $M_{Rd} > M_{sd}$ la sezione è verificata

Sezione 3-3- Fondazione corta

Si adotta la stessa armatura del tratto di fondazione più corta.

VERIFICA MENSOLA VERT. CNR 10025-98			
GEOMETRIA DELLA MENSOLA			
l =	300 [mm]	aggetto della mensola	
a =	150 [mm]	distanza punto di applicazione del carico da filo pilastro	
h =	400 [mm]	altezza della mensola	
b =	1000 [mm]	larghezza della mensola	
d' =	30 [mm]	copriferro	
d =	370 [mm]	altezza utile	
SOLLECITAZIONI DI CARICO			
Vsd	46865.6 N		
Hsd =	0 N		
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
CLS	Rck	30 [N/mm ²]	
	fck =	24.90 [N/mm ²]	resistenza carat. a compressione cilindrica
	γ =	1.5 [-]	coeff. di sicurezza sul cls
	fcd =	14.11 [N/mm ²]	resistenza di calcolo a compressione
ACCIAIO	fyk	450 [N/mm ²]	
	fyd	391 [N/mm ²]	snervamento di calcolo armature a taglio
v	0.576	(deve essere >=0.5)	
v	0.58		
k =	0.76426		
v _{sd} =	0.009		
λ.v =	0.405	snellezza della mensola	
tgβ =	2.4256	(con β = angolazione del puntone compresso)	
ψ _{min} =	0.00635 (<=0.176)	Verificato	
Taglio Resistente			
c =	1.2 [-]	coeff. che tiene conto dell'attrito	getto unico
γ _n	1 [-]	coeff. che tiene conto natura sforzi	altro
Av =	100 [mm ²]		
Armature			
Asl =	0.49 [cm ²]		
As2 =	0.00 [cm ²]		
Av =	1.00 [cm ²]		
Armatura di Calcolo			
At =	0.50 [cm ²]	area acciaio tirante principale	

L'area del tirante richiesta è inferiore a quella impiegata.

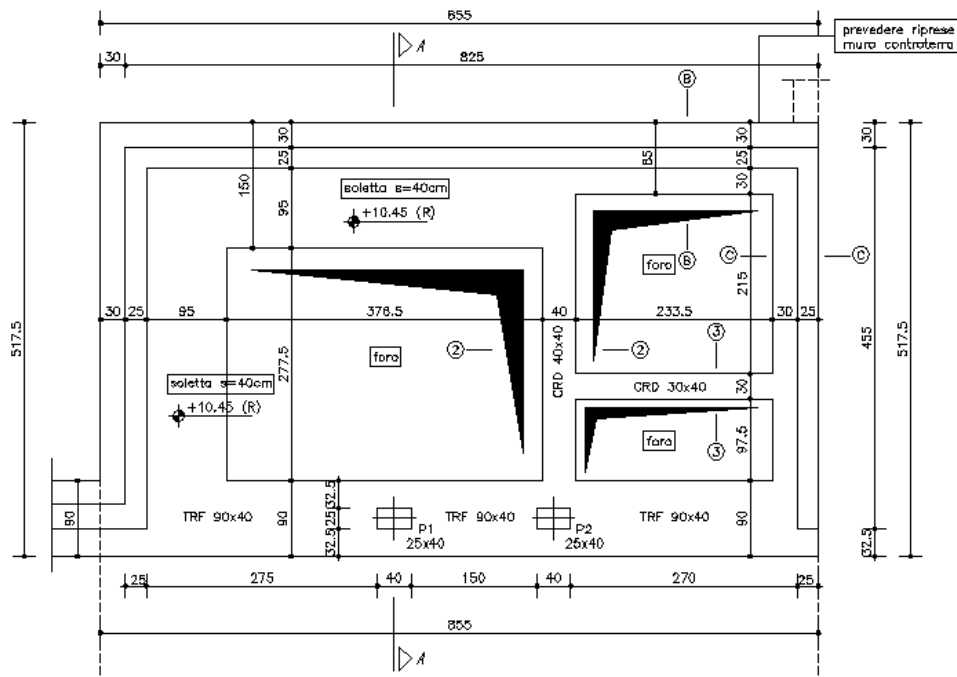
8. Verifica strutture zone servizi

Questa zona è costituita da una soletta di copertura in c.a. che poggia da un lato su muri controterra e dall'altro lato su una trave parete che scarica il suo peso su due pilastri.

La fondazione è formata dalla ciabatta dei muri collegata da cordoli alla trave di imposta dei pilastri. Si riportano le piante di fondazione, di copertura e la sezione A-A.

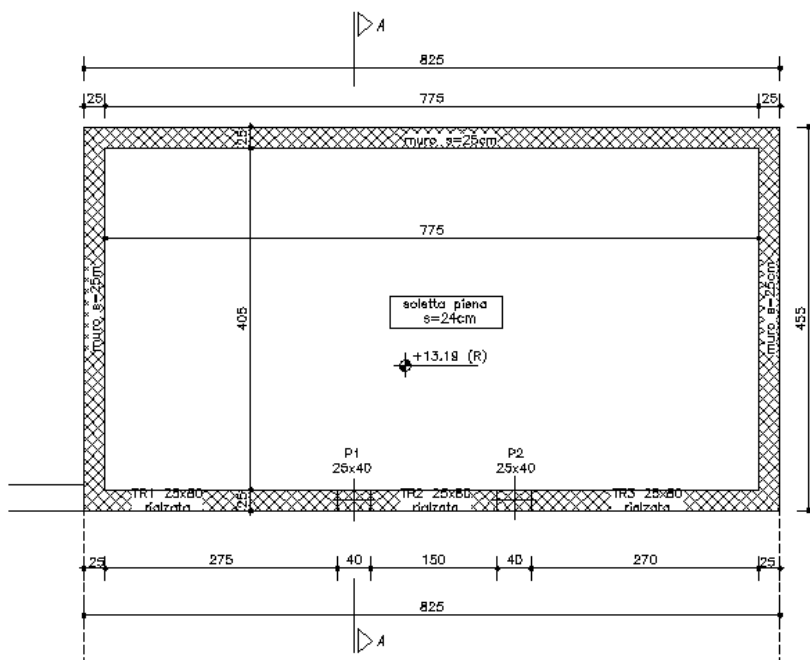
CARPENTERIA DELLA FONDAZIONE

scala 1:50



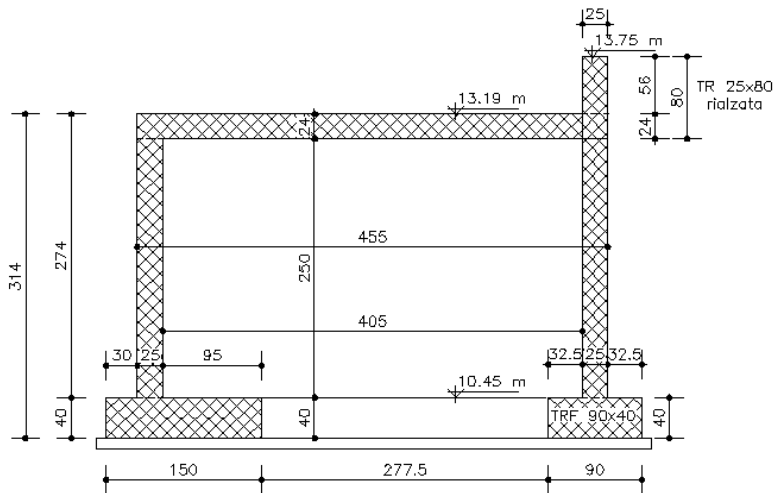
CARPENTERIA SOLETTA COPERTURA

scala 1:50



SEZIONE A-A

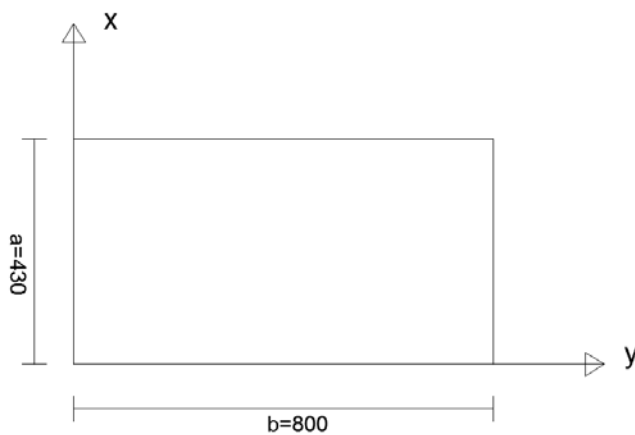
scala 1:50



Si riportano le verifiche dei vari elementi strutturali.

8.1. Soletta copertura

La soletta di copertura del locale è spessa 24cm; la geometria è riportata nella seguente figura.



I carichi agenti sono:

$g = 600 \text{ kg/mq}$ peso proprio soletta

$p = 900 \text{ kg/mq}$

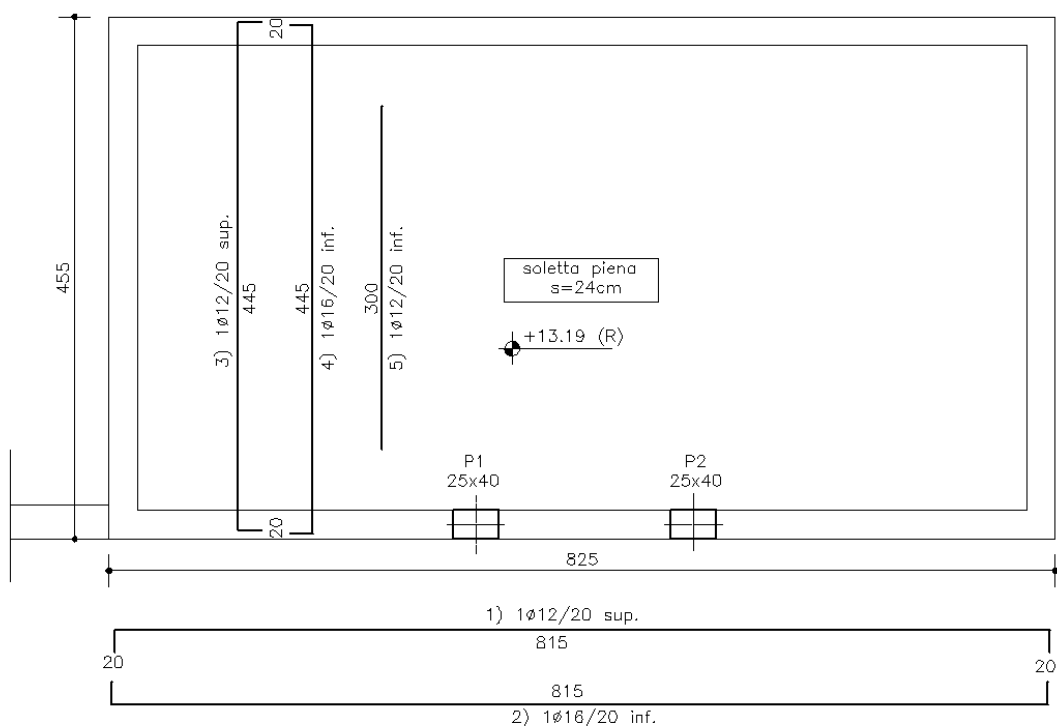
$q = 2000 \text{ kg/mq}$

La verifica della soletta è condotta considerando la piastra appoggiata sui quattro lati.

DATI SOLETTA					
$p_{sd} =$	5130	kg/mq	$E =$	300000	kg/cmq
$b =$	8	m	$B =$	6912000	kg*m
$a =$	4.3	m			
$h =$	24	cm			
$c =$	5	cm			
MOMENTI DI CALCOLO					
$r = b/a$	C_1	C_2			
1.860465	0.0911	0.020353			
$\gamma =$	1		STIMA ARMATURE		
$m_{xc} =$	8930.7	kgm/m	$A_{xc} =$	13.39	cmq/m
$m_{yc} =$	3226.8	kgm/m	$A_{yc} =$	4.84	cmq/m
SPOSTAMENTI					
$r = b/a$	C_F				
1.860465	0.026263				
$w =$	0.67	cm			

Si assumono le seguenti maglie base d'armatura

verticale superiore	1 ϕ 12/20
verticale inferiore	1 ϕ 16/20+1 ϕ 12/20
orizzontali superiore	1 ϕ 12/20
orizzontali inferiore	1 ϕ 16/20



Si riporta il foglio di calcolo excel della verifica a flessione della soletta in direzione x.

Verifica a flessione DM08			
Calcestruzzo		Acciaio	
$R_{ck} =$	300 kg/cm ²	$f_{yk} =$	4500 kg/cm ²
$f_{ck} =$	249 kg/cm ²	$\gamma_s =$	1.15
$f_{ctm} =$	25.6 kg/cm ²	$f_{yd} =$	3913 kg/cm ²
$f_{ctk} =$	17.9 kg/cm ²	$f_{cd} =$	141 kg/cm ²
$\gamma_c =$	1.5	$f'_{cd} =$	71 kg/cm ²
$\alpha_{cc} =$	0.85	$f_{ctd} =$	11.9 kg/cm ²
Dati sezione			
$b_w =$	100 cm		
$h =$	24 cm		
$c =$	5 cm	copriferro	
$d =$	19 cm	altezza utile	
Armatura tesa disposta		$C_{med} =$	5.0 cm
n_b	ϕ	A_{sw}	y_{binf}
5	16	10.05	5
5	12	5.65	5
$A_{sw} =$		15.70 cm ²	
Momento resistente			
$q =$	0.2292	percentuale meccanica d'armatura	
$M_{Rd} =$	1029816 kg*cm/m	momento resistente	
$M_{Rd} =$	102.98 kNm		
$M_{Sd,x} =$	893070.3 kg*cm/m	Verificato	

Risulta $M_{Rd} > M_{Sd}$ la sezione è verificata

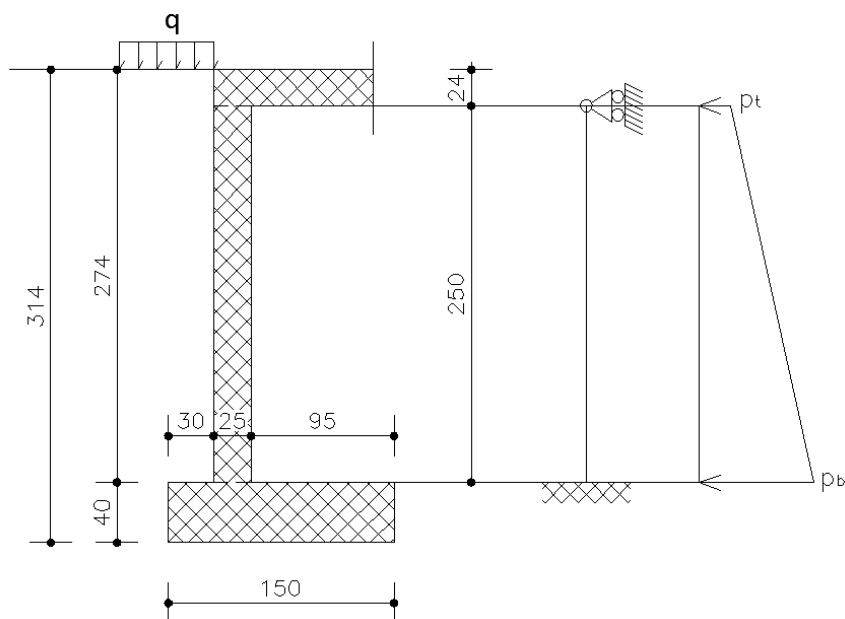
Si riporta il foglio di calcolo excel della verifica a flessione della soletta in direzione y.

Verifica a flessione DM08			
Calcestruzzo		Acciaio	
$R_{ck} =$	300 kg/cm ²	$f_{yk} =$	4500 kg/cm ²
$f_{ck} =$	249 kg/cm ²	$\gamma_s =$	1.15
$f_{ctm} =$	25.6 kg/cm ²	$f_{yd} =$	3913 kg/cm ²
$f_{ctk} =$	17.9 kg/cm ²	$f_{cd} =$	141 kg/cm ²
$\gamma_c =$	1.5	$f'_{cd} =$	71 kg/cm ²
$\alpha_{cc} =$	0.85	$f_{ctd} =$	11.9 kg/cm ²
Dati sezione			
$b_w =$	100 cm		
$h =$	24 cm		
$c =$	5 cm	copriferro	
$d =$	19 cm	altezza utile	
Armatura tesa disposta		$C_{med} =$	5.0 cm
n_b	ϕ	A_{sw}	y_{binf}
5	14	7.69	5
0	12	0.00	5
$A_{sw} =$		7.69 cm ²	
Momento resistente			
$q =$	0.1122	percentuale meccanica d'armatura	
$M_{Rd} =$	538757 kg*cm/m	momento resistente	
$M_{Rd} =$	53.88 kNm		
$M_{Sd,y} =$	322675.2 kg*cm/m	Verificato	

Risulta $M_{Rd} > M_{Sd}$ la sezione è verificata

8.2. Muro controterra

Il muro controterra presenta uno spessore di 25cm. Si assume per il calcolo come una mensola vincolata in testa, soggetta alla distribuzione di carico riportato nel tabulato excel.

[illegible]

Schema 2 : sollecitazioni SLU

$p_1 = 1780 \text{ kg/mq}$

$p_2 = 5695 \text{ kg/mq}$

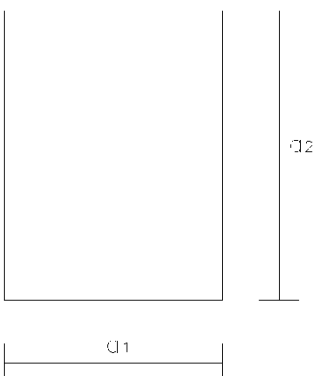
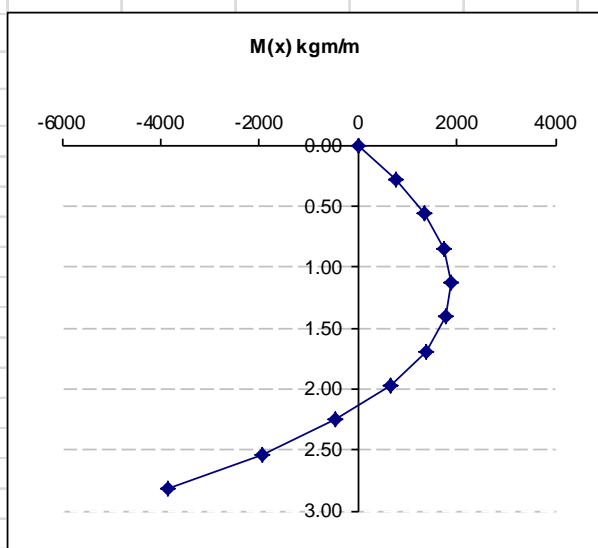
$p_0 = 3915 \text{ kg/mq}$

$l = 2.82 \text{ m}$

x	M [kgm]	V [kg]
0.00	0	-2986
0.28	766	-2429
0.56	1360	-1762
0.85	1749	-984
1.13	1904	-95
1.41	1793	903
1.69	1384	2012
1.97	647	3232
2.26	-449	4562
2.54	-1936	6002
2.82	-3845	7553

$M_{\max+} = -3845 \text{ kgm}$

$M_{\max-} = 1924 \text{ kgm}$



La sezione resistente è la seguente

$a_1 = 100 \text{ cm}$

$a_2 = 25 \text{ cm}$

$d = 25 - 5 = 20 \text{ cm}$

L'area minima richiesta è

$$A_{f,nec} = 0.15 \% A_c = 3.75 \text{ cm}^2 / m$$

Si riporta il foglio di calcolo excel della verifica a flessione del muro nella sezione di base e mezzeria.

Verifica a flessione DM08 sezione di base					
Calcestruzzo			Acciaio		
$R_{ck} =$	300 kg/cm ²		$f_{yk} =$	4500 kg/cm ²	
$f_{ck} =$	249 kg/cm ²		$\gamma_s =$	1.15	
$f_{ctm} =$	25.6 kg/cm ²		$f_{yd} =$	3913 kg/cm ²	
$f_{ctk} =$	17.9 kg/cm ²		$f_{cd} =$	141 kg/cm ²	
$\gamma_c =$	1.5		$f'_{cd} =$	71 kg/cm ²	
$\alpha_{cc} =$	0.85		$f_{ctd} =$	11.9 kg/cm ²	
Dati sezione					
$b_w =$	100 cm				
$h =$	25 cm				
$c =$	5 cm	copriferro			
$d =$	20 cm	altezza utile			
Armatura tesa disposta		$C_{med} =$	5.0 cm		
n_b	ϕ	A_{sw}	y_{binf}		
5	14	7.69	5		
0	0	0.00	5		
$A_{sw} =$		7.69 cm ²			
Momento resistente					
$q =$	0.1066	percentuale meccanica d'armatura			
$M_{Rd} =$	568848 kg*cm	momento resistente			
$M_{Rd} =$	56.88 kNm				
$M_{sd} =$	38.45 kNm	Verificato			

Verifica a flessione DM08 sezione di mezzeria			
Calcestruzzo		Acciaio	
$R_{ck} =$	300 kg/cm ²	$f_{yk} =$	4500 kg/cm ²
$f_{ck} =$	249 kg/cm ²	$\gamma_s =$	1.15
$f_{ctm} =$	25.6 kg/cm ²	$f_{yd} =$	3913 kg/cm ²
$f_{ctk} =$	17.9 kg/cm ²	$f_{cd} =$	141 kg/cm ²
$\gamma_c =$	1.5	$f'_{cd} =$	71 kg/cm ²
$\alpha_{cc} =$	0.85	$f_{ctd} =$	11.9 kg/cm ²
Dati sezione			
$b_w =$	100 cm		
$h =$	25 cm		
$c =$	5 cm	copriferro	
$d =$	20 cm	altezza utile	
Armatura tesa disposta		$c_{med} =$	5.0 cm
n_b	ϕ	A_{sw}	y_{binf}
5	12	5.65	5
0	0	0.00	5
$A_{sw} =$		5.65 cm ²	
Momento resistente			
$q =$	0.0783	percentuale meccanica d'armatura	
$M_{Rd} =$	424370 kg*cm	momento resistente	
$M_{Rd} =$	42.44 kNm		
$M_{sd} =$	19.04 kNm	Verificato	

8.3. Trave veletta

Si riporta la verifica della trave veletta su cui si appoggia la soletta di copertura; il progetto e la verifica della trave sono state condotte considerando lo schema statico della trave continua su più appoggi.

Le dimensioni della trave sono le seguenti

$b = 25\text{cm}$;

$h = 80\text{cm}$

L'influenza del carico agente sulla trave è:

$i = 2.27\text{m}$

I carichi al metro lineare agenti sulla trave sono:

$g_0 = 2500 \cdot 0.25 \cdot 0.56 + 600 \cdot 2.27 = 17.12 \text{ kg/cm}$

peso proprio + peso soletta

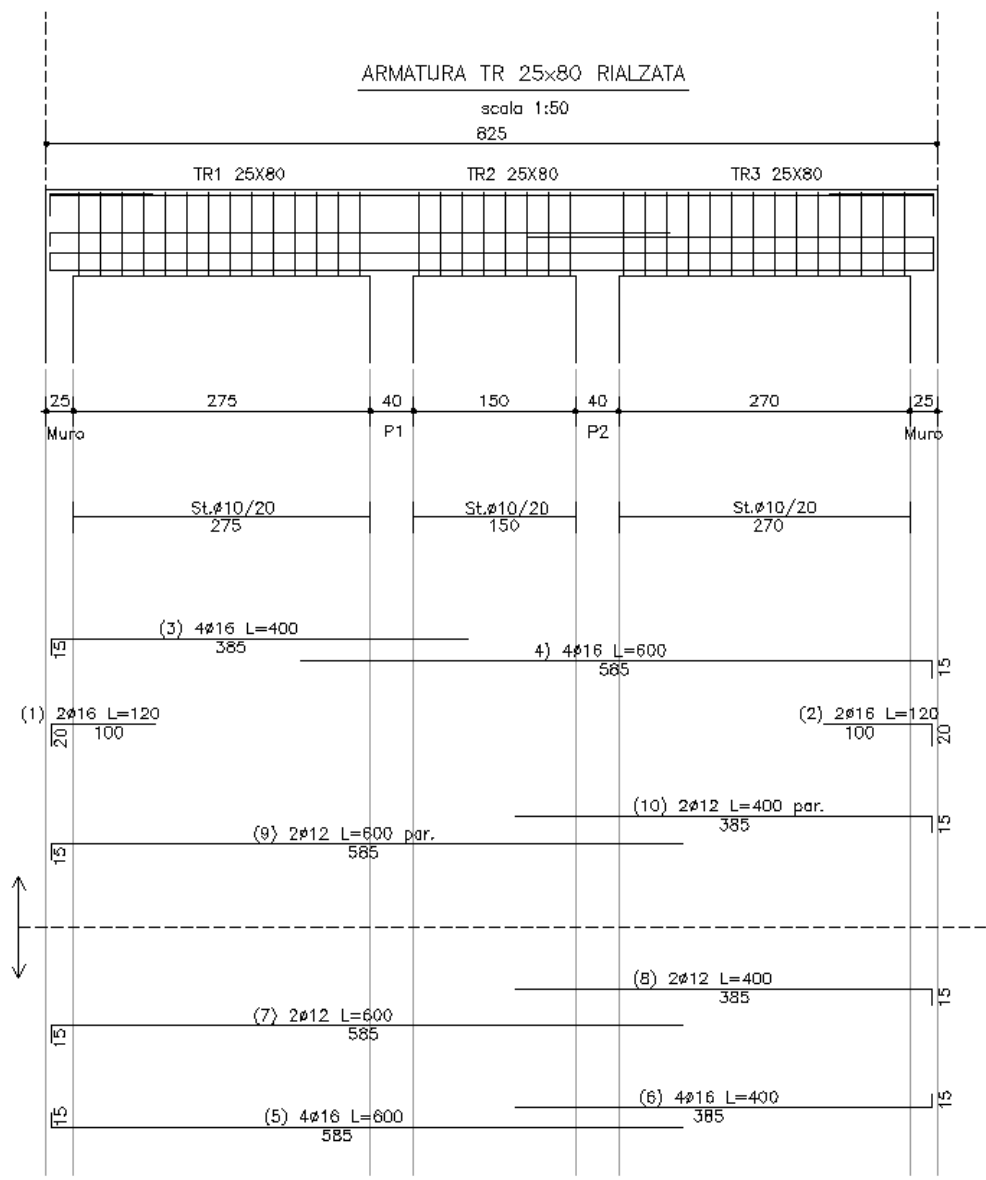
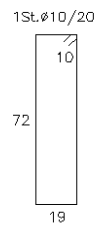
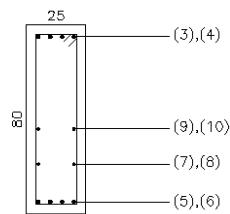
$g_1 = 900 \cdot 2.27 = 20.43 \text{ kg/cm}$

peso permanenti

$q = 1500 \cdot 2.27 = 45.40 \text{ kg/cm}$

peso variabili

Si riportano lo schema dei ferri longitudinali e delle armature a taglio (staffe) e il tabulato di calcolo con le verifiche di resistenza e in esercizio.



VERIFICA TRAVATA IN CEMENTO ARMATO

Nome travata : TRAVE VELETTA
 Metodo di verifica : stati limite (NTC08).
 Unità di misura : cm; daN; daN/cm; daNcm; daN/cm2; deform. %.
 Unità particolari : fessure [Wk]:mm - ferri:mm e cm2 - sezioni:cm e derivate.
 Copriferri (assi) : longitudinali= 3 ; staffe= 2

MATERIALI

CLS : Rck =250. ; fck=207.5; fctk= 15.9; fctm= 22.7; Ec= 302005. ;
 gc =1.5 ; fcd=117.6; fbd= 23.8; fctd= 10.6; Ecu=.35%
 ACCIAIO: B450C; ftk=5400. ; fyk=4500. ; Es=2000000. ;
 gs =1.15; fyd=3913. ; ftd=4695.7; Eud=6.75%

TENSIONI E FESSURE MASSIME IN ESERCIZIO

GRUPPO : ordinario.
 CLS : Scsls(rara)=124.5; Scsls(quasi permanente)= 93.4; fbd(esercizio)= 23.8
 ACCIAIO: Sacc(rara)=3600. ; Coeff.Omogein.= 15
 FESSURE: Wdmax(fre.)=.4 ; Wdmax(q.p.)=.3 [4.1.2.2.4.5];
 kt=.4 [EN 1992-1 7.3.4].

SEZIONI UTILIZZATE

1) Rettangolare: base=25.; alt.=80.; Acls=2000. .

DESCRIZIONE CAMPATE

Cam.	Descriz.	S.ini	Sez.	S.fin	Incl.	L.assi	L.net.	lambda	K	r.Ar.	lam.max
1	C1	1	1	1	0	308.	275.	3.844	1.3	2.925	60.82
2	C2	1	1	1	0	190.	150.	2.375	1.5	5.	119.941
3	C3	1	1	1	0	298.	265.	3.719	1.3	3.083	64.101

CONDIZIONI DI CARICO

Nro	Descrizione	Tipo	Molt. Coeff. per combinazioni				
			Caric	SLU	Rare	Freq.	Q.Per.
1	Permanenti	senza permutazioni	1.	1.3	1.	1.	1.
2	Variabili	permutaz. campate	1.	1.5	1.	1.	1.

CARICHI APPLICATI

Nro	Con	Camp.	Tipo	Sistema	carico 1	carico 2	dist.1	dist.2
1	1	1	Forza distribuita	Globale	-38.	-	-	-
2	1	2	Forza distribuita	Globale	-38.	-	-	-
3	1	3	Forza distribuita	Globale	-38.	-	-	-
4	2	1	Forza distribuita	Globale	-45.4	-	-	-
5	2	2	Forza distribuita	Globale	-45.4	-	-	-
6	2	3	Forza distribuita	Globale	-45.4	-	-	-

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

FLESSIONE:

Progressive	SE	Ar	Msd	Epscl	Epsac	Mrd	Epscl	Epsac	Cam	x/d	Mr/Ms	VE
> 0.	0.	1.1.	-686087.	-.02	.043	-3603308.	-.35	2.14	3.	.141	5.252	SI
0.	0.	1.1.	464679.	-.014	.035	3079050.	-.35	3.643	3.	.088	6.626	SI
129.	129.	1.2.	1015031.	-.034	.078	2969425.	-.35	2.742	3.	.113	2.925	SI
171.	171.	1.2.	-34337.	-.001	.003	-2494957.	-.35	2.773	3.	.112	72.66	SI
308.	308.	1.3.	-815821.	-.022	.038	-4546871.	-.35	1.463	3.	.193	5.573	SI
> 308.	0.	1.3.	-869443.	-.024	.041	-4546871.	-.35	1.463	3.	.193	5.23	SI
308.	0.	1.3.	57240.	-.002	.004	3042729.	-.35	3.575	3.	.089	53.16	SI
342.	35.	1.2.	-869443.	-.03	.079	-2494957.	-.35	2.773	3.	.112	2.87	SI
416.	108.	1.2.	265202.	-.009	.02	2969425.	-.35	2.742	3.	.113	11.2	SI
463.	155.	1.4.	227249.	-.006	.009	5381334.	-.35	.882	3.	.284	23.68	SI
498.	190.	1.4.	-804078.	-.023	.072	-2621794.	-.35	3.27	3.	.097	3.261	SI
498.	190.	1.4.	64788.	-.002	.003	5381334.	-.35	.882	3.	.284	83.06	SI
> 498.	0.	1.4.	-752051.	-.022	.068	-2621794.	-.35	3.27	3.	.097	3.486	SI
498.	0.	1.4.	7900.	0.	0.	5381334.	-.35	.882	3.	.284	681.2	SI
670.	172.	1.6.	963067.	-.033	.074	2969425.	-.35	2.742	3.	.113	3.083	SI
748.	250.	1.7.	828605.	-.025	.063	3079050.	-.35	3.643	3.	.088	3.716	SI
795.	298.	1.7.	-642616.	-.019	.04	-3603308.	-.35	2.14	3.	.141	5.607	SI
795.	298.	1.7.	450847.	-.013	.034	3079050.	-.35	3.643	3.	.088	6.829	SI

VERIFICHE A TAGLIO

TAGLIO:

Progressive	Se	Vsd	VRd	VRcd	VRsd	Asw	s	ctgT	Ve
> 0.	0.	1.	17678.!	5693.	41358.!	41531.!	1.57	20.	1.95
129.	129.	1.	-377.	7164.!	41358.!	41531.!	1.57	20.	1.95
308.	308.	1.	-18951.!	5693.	41358.!	41531.!	1.57	20.	1.95
> 308.	0.	1.	12225.!	5693.	41358.!	41531.!	1.57	20.	1.95
389.	82.	1.	-2253.	7164.!	41358.!	41531.!	1.57	20.	1.95
498.	190.	1.	-11743.!	5693.	41358.!	41531.!	1.57	20.	1.95
> 498.	0.	1.	18236.!	5693.	41358.!	41531.!	1.57	20.	1.95
591.	94.	1.	9566.	7164.!	41358.!	41531.!	1.57	20.	1.95
795.	298.	1.	-17207.!	5693.	41358.!	41531.!	1.57	20.	1.95

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - RARE:

Progressive	Se	Ar	Momento	Scls	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	Wd	Ve	
12.	12.	1.	1.	-411656.	-15.2	513.	12.06	10.83	.0154	13.59	.021	SI
35.	35.	1.	1.	-292772.	-10.8	364.8	12.06	10.83	.0109	13.59	.015	SI
35.	35.	1.	1.	329346.	-12.5	496.	10.3	17.99	.0149	21.26	.032	SI
129.	129.	1.	2.	718675.!	-30.1	1095.5	10.3	17.99	.0329	21.26	.07	!SI
308.	308.	1.	3.	-575255.!	-19.7	535.9	16.08	12.5	.0161	15.48	.025	SI
> 308.	0.	1.	3.	-614104.!	-21.	572.1	16.08	12.5	.0172	15.48	.027	SI
416.	108.	1.	2.	189357.!	-7.9	288.7	10.3	17.99	.0087	21.26	.018	SI
498.	190.	1.	4.	-567452.	-20.9	1018.8	8.04	12.5	.0306	20.77	.063	!SI
> 498.	0.	1.	4.	-529600.!	-19.5	950.8	8.04	12.5	.0285	20.77	.059	SI
670.	172.	1.	6.	681743.!	-28.5	1039.2	10.3	17.99	.0312	21.26	.066	!SI
795.	298.	1.	7.	-456120.	-16.9	568.4	12.06	10.83	.0171	13.59	.023	SI

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - FREQUENTI:

Progressive	Se	Ar	Momento	Scls	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	Wd	Ve	
12.	12.	1.	1.	-411656.	-15.2	513.	12.06	10.83	.0154	13.59	.021	SI
35.	35.	1.	1.	-292772.	-10.8	364.8	12.06	10.83	.0109	13.59	.015	SI
35.	35.	1.	1.	329346.	-12.5	496.	10.3	17.99	.0149	21.26	.032	SI
129.	129.	1.	2.	718675.!	-30.1	1095.5	10.3	17.99	.0329	21.26	.07	!SI
308.	308.	1.	3.	-575255.!	-19.7	535.9	16.08	12.5	.0161	15.48	.025	SI
> 308.	0.	1.	3.	-614104.!	-21.	572.1	16.08	12.5	.0172	15.48	.027	SI
416.	108.	1.	2.	189357.!	-7.9	288.7	10.3	17.99	.0087	21.26	.018	SI
498.	190.	1.	4.	-567452.	-20.9	1018.8	8.04	12.5	.0306	20.77	.063	!SI
> 498.	0.	1.	4.	-529600.!	-19.5	950.8	8.04	12.5	.0285	20.77	.059	SI
670.	172.	1.	6.	681743.!	-28.5	1039.2	10.3	17.99	.0312	21.26	.066	!SI
795.	298.	1.	7.	-456120.	-16.9	568.4	12.06	10.83	.0171	13.59	.023	SI

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - QUASI PERMANENTI:

Progressive	Se	Ar	Momento	Scls	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	Wd	Ve	
12.	12.	1.	1.	-411656.	-15.2	513.	12.06	10.83	.0154	13.59	.021	SI
35.	35.	1.	1.	-292772.	-10.8	364.8	12.06	10.83	.0109	13.59	.015	SI
35.	35.	1.	1.	329346.	-12.5	496.	10.3	17.99	.0149	21.26	.032	SI
129.	129.	1.	2.	718675.!	-30.1	1095.5	10.3	17.99	.0329	21.26	.07	!SI
308.	308.	1.	3.	-575255.!	-19.7	535.9	16.08	12.5	.0161	15.48	.025	SI
> 308.	0.	1.	3.	-614104.!	-21.	572.1	16.08	12.5	.0172	15.48	.027	SI
416.	108.	1.	2.	189357.!	-7.9	288.7	10.3	17.99	.0087	21.26	.018	SI
498.	190.	1.	4.	-567452.	-20.9	1018.8	8.04	12.5	.0306	20.77	.063	!SI
> 498.	0.	1.	4.	-529600.!	-19.5	950.8	8.04	12.5	.0285	20.77	.059	SI
670.	172.	1.	6.	681743.!	-28.5	1039.2	10.3	17.99	.0312	21.26	.066	!SI
795.	298.	1.	7.	-456120.	-16.9	568.4	12.06	10.83	.0171	13.59	.023	SI

ARMATURE LONGITUDINALI (%=100*Af/Acls - Acls=area intera sezione)

Nro	Totale	%	Super.	%	Barre	Infer.	%	Barre
1	22.37	1.118	12.06	.603	2d16 +4d16	10.3	.515	4d16 +2d12
2	18.35	.917	8.04	.402	4d16	10.3	.515	4d16 +2d12
3	26.39	1.319	16.08	.804	4d16 +4d16	10.3	.515	4d16 +2d12
4	28.65	1.433	8.04	.402	4d16	20.61	1.03	2d12 +4d16 +2d1 ...
5	20.61	1.03	8.04	.402	4d16	12.57	.628	2d12 +2d12 +4d16
6	18.35	.917	8.04	.402	4d16	10.3	.515	2d12 +4d16
7	22.37	1.118	12.06	.603	2d16 +4d16	10.3	.515	2d12 +4d16

9.1. Trave fondazione

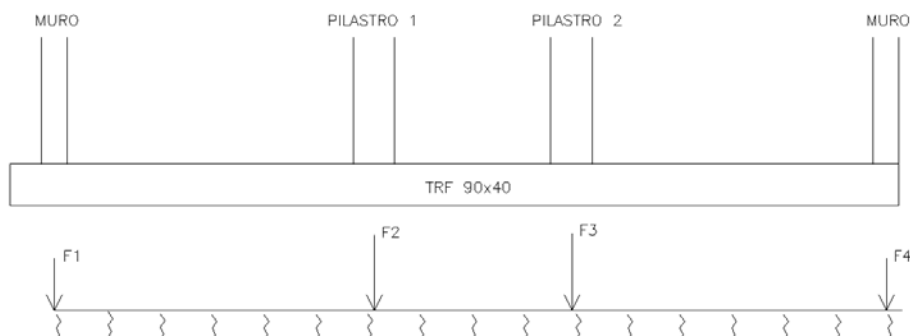
Si riporta la verifica della trave di fondazione. Il progetto e la verifica della trave sono state condotte considerando lo schema statico della trave su suolo elastico soggetta agli scarichi provenienti dalla struttura.

Si assume un coefficiente di winkler $k_w=2.5 \text{ kg/cm}^3$

Le dimensioni della trave sono le seguenti

$b=90\text{cm}$;

$h=40\text{cm}$



Gli scarichi a stato limite ultimo sono:

$F_1=16.21\text{t}$

$F_2=37.65\text{t}$

$F_3=35.42\text{t}$

$F_4=16\text{t}$

Le sollecitazioni agenti sono:

```
*.MEMB = 1, SECT = 1 (40X90, RECT), Span = 307.500
*.Bc = 90.000, Hc = 40.000
*.fck = 250.000, fyk = 4500.00, fyw = 4500.00
```

POS	CHK	AsTop	AsBot	StrCon(LCB)	RatSC	StrStl(LCB)	RatSS	Crack(LCB)	RatC	Disp.(LCB)	RatD
I	OK	12.060	12.060	0.2144(4)	0.706	2.1897(4)	0.062	0.0020(3)	0.068		
M	OK	12.060	12.060	0.2426(4)	0.799	2.4774(4)	0.070	0.0023(3)	0.077	0.0421(3)	0.034
J	OK	12.060	16.080	0.2600(4)	0.856	2.6483(4)	0.075	0.0021(3)	0.069		

```
*.MEMB = 2, SECT = 1 (40X90, RECT), Span = 190.000
*.Bc = 90.000, Hc = 40.000
*.fck = 250.000, fyk = 4500.00, fyw = 4500.00
```

POS	CHK	AsTop	AsBot	StrCon(LCB)	RatSC	StrStl(LCB)	RatSS	Crack(LCB)	RatC	Disp.(LCB)	RatD
I	OK	12.060	16.080	0.2600(4)	*****	2.6483(4)	*****	0.0021(3)	0.069		
M	OK	12.060	16.080	0.1377(4)	*****	1.4028(4)	*****	0.0011(3)	0.037	0.0089(3)	0.012
J	OK	12.060	16.080	0.2302(4)	*****	2.3453(4)	*****	0.0018(3)	0.061		

```
*.MEMB = 3, SECT = 1 (40X90, RECT), Span = 297.500
*.Bc = 90.000, Hc = 40.000
*.fck = 250.000, fyk = 4500.00, fyw = 4500.00
```

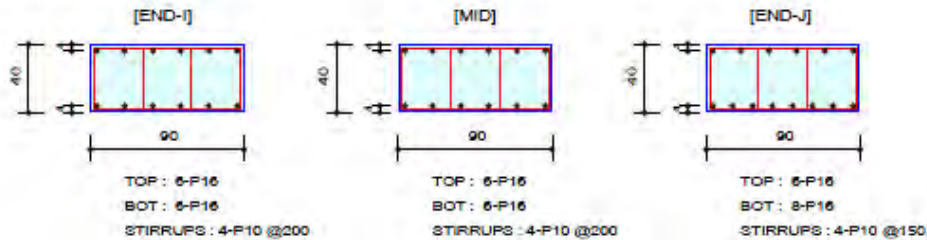
POS	CHK	AsTop	AsBot	StrCon(LCB)	RatSC	StrStl(LCB)	RatSS	Crack(LCB)	RatC	Disp.(LCB)	RatD
I	OK	12.060	16.080	0.2302(4)	0.758	2.3453(4)	0.066	0.0018(3)	0.061		
M	OK	12.060	12.060	0.2357(4)	0.776	2.4068(4)	0.068	0.0023(3)	0.075	0.0387(3)	0.033
J	OK	12.060	12.060	0.2058(4)	0.677	2.1016(4)	0.060	0.0020(3)	0.066		

Si riporta il tabulato delle verifiche a stato limite ultimo.

1. Design Information

Member Number: 1
 Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008 Unit System : kgf, cm
 Material Data : $f_{ck} = 250$, $f_{yk} = 4500$, $f_{yw} = 4500 \text{ kgf/cm}^2$
 Section Property: 40X90 (No : 1) Beam Span : 307.5 cm

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	1	1	1
Moment (M_{Ed})	863162.05	976556.24	337827.76
Factored Strength (M_{Rd})	1621473.33	1621473.33	1615153.13
Check Ratio (M_{Ed}/M_{Rd})	0.5323	0.6023	0.2092
Neutral Axis (x/d)	0.1104	0.1104	0.1104
(+) Load Combination No.	1	1	1
Moment (M_{Ed})	0.00	0.00	1079518.32
Factored Strength (M_{Rd})	1621473.33	1621473.33	2119922.83
Check Ratio (M_{Ed}/M_{Rd})	0.0000	0.0000	0.5092
Neutral Axis (x/d)	0.1104	0.1104	0.1240
Using Rebar Top (A_{s_top})	12.0600	12.0600	12.0600
Using Rebar Bot (A_{s_bot})	12.0600	12.0600	16.0800

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	1	1	1
Factored Shear Force (V_{Ed})	16210.00	13298.49	23657.55
Shear Strength by Conc. (V_{Rdc})	14460.30	14460.30	15915.62
Shear Strength by Rebar. (V_{Rds})	20031.65	20031.65	26708.87
Using Shear Reinf. (A_{sw})	15.8000	15.8000	21.0667
Using Stirrups Spacing	4-P10 @200	4-P10 @200	4-P10 @150
Shear Ratio by Conc	1.1210	0.9197	1.4864
Shear Ratio by (V_{Rds} ; V_{Rdmax})	0.8092	0.6639	0.8858
Check Ratio	0.8092	0.9197	0.8858

1. Design Information

Member Number: 2

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008

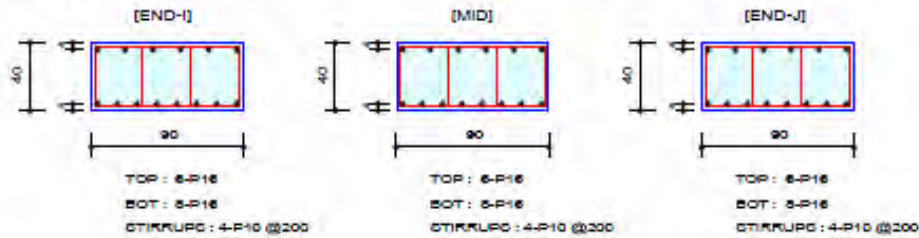
Unit System : kgf, cm

Material Data : $f_{ck} = 250$, $f_{yk} = 4500$, $f_{yw} = 4500$ kgf/cm²

Section Property: 40X90 (No : 1)

Beam Span : 190 cm

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	1	1	1
Moment (M_{Ed})	0.00	0.00	0.00
Factored Strength (M_{Rd})	1615153.13	1615153.13	1615153.13
Check Ratio (M_{Ed}/M_{Rd})	0.0000	0.0000	0.0000
Neutral Axis (x/d)	0.1104	0.1104	0.1104
(+) Load Combination No.	1	1	1
Moment (M_{Ed})	1079518.32	571807.55	956002.97
Factored Strength (M_{Rd})	2119922.83	2119922.83	2119922.83
Check Ratio (M_{Ed}/M_{Rd})	0.5092	0.2697	0.4510
Neutral Axis (x/d)	0.1240	0.1240	0.1240
Using Rebar Top (A_{s_top})	12.0600	12.0600	12.0600
Using Rebar Bot (A_{s_bot})	16.0800	16.0800	16.0800

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	1	1	1
Factored Shear Force (V_{Ed})	13992.45	7362.08	12673.71
Shear Strength by Conc. (V_{Rdc})	15915.62	15915.62	15915.62
Shear Strength by Rebar (V_{Rds})	20031.65	20031.65	20031.65
Using Shear Reinf. (A_{sw})	15.8000	15.8000	15.8000
Using Stirrups Spacing	4-P10 @200	4-P10 @200	4-P10 @200
Shear Ratio by Conc	0.8792	0.4626	0.7963
Shear Ratio by (V_{Rds} ; V_{Rdmax})	0.6985	0.3675	0.6327
Check Ratio	0.8792	0.4626	0.7963

1. Design Information

Member Number: 3

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008

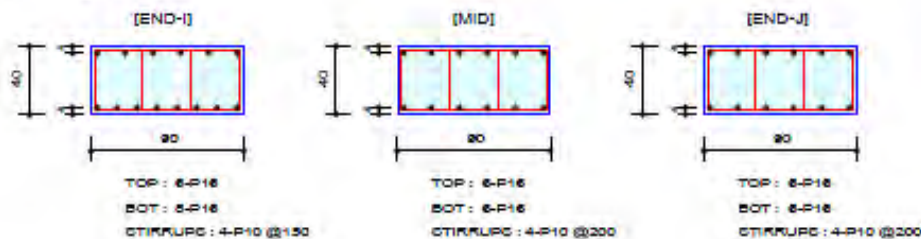
Unit System : kgf, cm

Material Data : $f_{ck} = 250$, $f_{yk} = 4500$, $f_{yw} = 4500$ kgf/cm²

Section Property: 40X90 (No : 1)

Beam Span : 297.5 cm

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	1	1	1
Moment (M_{Ed})	360982.14	948723.46	828409.57
Factored Strength (M_{Rd})	1615153.13	1621473.33	1621473.33
Check Ratio (M_{Ed}/M_{Rd})	0.2235	0.5851	0.5109
Neutral Axis (x/d)	0.1104	0.1104	0.1104
(+) Load Combination No.	1	1	1
Moment (M_{Ed})	956002.97	0.00	0.00
Factored Strength (M_{Rd})	2119922.83	1621473.33	1621473.33
Check Ratio (M_{Ed}/M_{Rd})	0.4510	0.0000	0.0000
Neutral Axis (x/d)	0.1240	0.1104	0.1104
Using Rebar Top (A_{s_top})	12.0600	12.0600	12.0600
Using Rebar Bot (A_{s_bot})	16.0800	12.0600	12.0600

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	1	1	1
Factored Shear Force (V_{Ed})	22746.29	12741.08	16000.00
Shear Strength by Conc. (V_{Rdc})	15915.62	14460.30	14460.30
Shear Strength by Rebar. (V_{Rds})	26708.87	20031.65	20031.65
Using Shear Reinf. (A_{sw})	21.0667	15.8000	15.8000
Using Stirrups Spacing	4-P10 @150	4-P10 @200	4-P10 @200
Shear Ratio by Conc	1.4292	0.8811	1.1065
Shear Ratio by (V_{Rds} ; V_{Rdmax})	0.8516	0.6360	0.7987
Check Ratio	0.8516	0.8811	0.7987

Si riporta anche il tabulato delle verifiche in esercizio.

1. Design Information

Member Number: 1

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008

Material Data : fck = 250, fyk = 4500, fyw = 4500 kgf/cm^2

Section Property: 40X90 (No : 1)

Unit System : kgf, cm

Beam Span : 307.5 cm

2. Section Diagram

[END-I]

TOP: 6-P16

BOT: 6-P16

STIRRUPS: 4-P10 @200

[MID]

TOP: 6-P16

BOT: 6-P16

STIRRUPS: 4-P10 @200

[END-J]

TOP: 6-P16

BOT: 6-P16

STIRRUPS: 4-P10 @150

3. Stress Check

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	4	4	4	4	4	4
Stress(s)	21.87	223.29	24.74	252.63	8.46	86.57
Allowable Stress(sa)	30.98	3600.00	30.98	3600.00	30.98	3600.00
Stress Ratio(s/sa)	0.7058	0.0620	0.7985	0.0702	0.2730	0.0240
(+) Load Combination No.	4	4	4	4	4	4
Stress(s)	0.00	0.00	0.00	0.00	26.51	270.06
Allowable Stress(sa)	0.00	0.00	0.00	0.00	30.98	3600.00
Stress Ratio(s/sa)	*****	*****	*****	*****	0.8557	0.0750

4. Check Linear Creep

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	3	3	3
Stress(s)	21.87	24.74	8.46
Allowable Stress(sa)	112.50	112.50	112.50
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep
(+) Load Combination No.	0	0	3
Stress(s)	0.00	0.00	26.51
Allowable Stress(sa)	0.00	0.00	112.50
Result	*****	*****	Linear Creep

5. Crack Control

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	3	3	3
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.03	0.03	0.03
Check Ratio(w/wa)	0.0683	0.0772	0.0265
(+) Load Combination No.	4	4	3
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.03
Check Ratio(w/wa)	*****	*****	0.0691

6. Deflection Control

L/250 = 1.230000 > 0.0421 (LCB:3, POS: 136.7cm from END-I)..... O.K

1. Design Information

Member Number: 2

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008

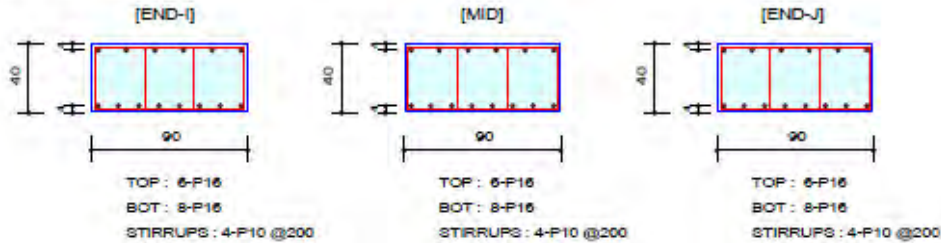
Unit System : kgf, cm

Material Data : fck = 250, fyk = 4500, fyw = 4500 kgf/cm²

Section Property: 40X90 (No : 1)

Beam Span : 190 cm

2. Section Diagram



3. Stress Check

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	4	4	4	4	4	4
Stress(s)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Allowable Stress(sa)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Stress Ratio(s/sa)	*****	*****	*****	*****	*****	*****
(+) Load Combination No.	4	4	4	4	4	4
Stress(s)	26.51	270.06	14.04	143.05	23.48	239.16
Allowable Stress(sa)	30.98	3600.00	30.98	3600.00	30.98	3600.00
Stress Ratio(s/sa)	0.8557	0.0750	0.4533	0.0397	0.7578	0.0664

4. Check Linear Creep

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	0	0	0
Stress(s)	0.00	0.00	0.00
Allowable Stress(sa)	0.00	0.00	0.00
Result	*****	*****	*****
(+) Load Combination No.	3	3	3
Stress(s)	26.51	14.04	23.48
Allowable Stress(sa)	112.50	112.50	112.50
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep

5. Crack Control

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	4	4	4
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	*****	*****	*****
(+) Load Combination No.	3	3	3
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.03	0.03	0.03
Check Ratio(w/wa)	0.0691	0.0366	0.0612

6. Deflection Control

L/250 = 0.760000 > 0.0089 (LCB:3, POS: 95.0cm from END-I)..... O.K

1. Design Information

Member Number: 3

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008

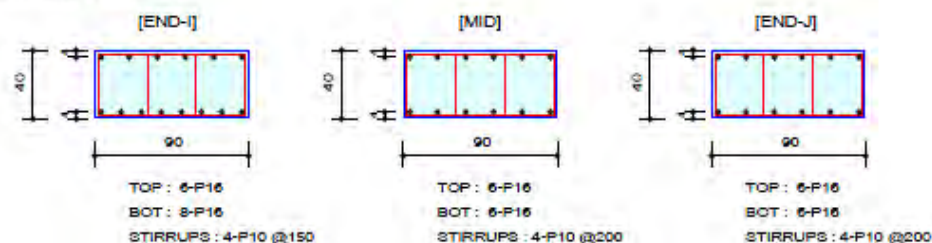
Unit System : kgf, cm

Material Data : $f_{ck} = 250$, $f_{yk} = 4500$, $f_{yw} = 4500 \text{ kgf/cm}^2$

Section Property: 40X90 (No : 1)

Beam Span : 297.5 cm

2. Section Diagram



3. Stress Check

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	4	4	4	4	4	4
Stress(s)	9.04	92.50	24.03	245.42	20.99	214.30
Allowable Stress(sa)	30.98	3600.00	30.98	3600.00	30.98	3600.00
Stress Ratio(s/sa)	0.2917	0.0257	0.7758	0.0682	0.6774	0.0595
(+) Load Combination No.	4	4	4	4	4	4
Stress(s)	23.48	239.16	0.00	0.00	0.00	0.00
Allowable Stress(sa)	30.98	3600.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Stress Ratio(s/sa)	0.7578	0.0664	*****	*****	*****	*****

4. Check Linear Creep

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	3	3	3
Stress(s)	9.04	24.03	20.99
Allowable Stress(sa)	112.50	112.50	112.50
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep
(+) Load Combination No.	3	0	0
Stress(s)	23.48	0.00	0.00
Allowable Stress(sa)	112.50	0.00	0.00
Result	Linear Creep	*****	*****

5. Crack Control

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	3	3	3
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.03	0.03	0.03
Check Ratio(w/wa)	0.0283	0.0750	0.0655
(+) Load Combination No.	3	4	4
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.03	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.0612	*****	*****

6. Deflection Control

$L/250 = 1.190000 > 0.0387$ (LCB:3, POS: 165.3cm from END-I)..... O.K

9.1. Pilastri

I due pilastri risultano essere prevalentemente compressi. La geometria del pilastro è riportata nella seguente figura.



Lo sforzo normale massimo a stato limite ultimo è

$$N_{sd}=37.65 \text{ t}$$

La verifica a compressione risulta soddisfatta, infatti si ha

$$\sigma=N_{sd}/A_c=37.65 \text{ kg/cm}^2 < f_{cd}= 141\text{kg/cm}^2$$

E' stata quindi considerata un quantitativo di armatura verticale e a taglio che rispetti i minimi di norma (NTC, Cap. 7.4.6.2.2).

Armatura longitudinale:

$$1\% \leq \rho \leq 4\%$$

Armatura trasversale:

Nelle zone critiche devono essere rispettate le condizioni seguenti: le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe; almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, deve essere trattenuta da staffe interne o da legature; le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm e 20 cm da una barra fissata, rispettivamente per CD "A" e CD "B".

Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a 6 mm ed il loro passo deve essere non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:

- 1/3 e 1/2 del lato minore della sezione trasversale, rispettivamente per CD "A" e CD "B";
- 125 mm e 175 mm, rispettivamente per CD "A" e CD "B";
- 6 e 8 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano, rispettivamente per CD "A" e CD "B".

Si devono disporre staffe in un quantitativo minimo non inferiore a

$$\frac{A_{st}}{s} \geq \begin{cases} 0,08 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{per CD "A" al di fuori della zona critica e per CD "B"} \\ 0,12 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{per CD "A"} \end{cases} \quad (7.4.28)$$

in cui A_{st} è l'area complessiva dei bracci delle staffe, b_{st} è la distanza tra i bracci più esterni delle staffe ed s è il passo delle staffe.

Si assumono le seguenti maglie d'armatura verticali:

spigolo $4\Phi 14$

centrali $(3+3)\Phi 12$

$$A_s=12.95 \text{ cm}^2 > 10 \text{ cm}^2$$

Per quanto riguarda le staffe si adottano le seguenti armature

zona critica ($h=55\text{cm}$): $\text{St. } 1\Phi 8/10 + \text{Leg. } 1\Phi 8/10$

zona centrale: $\text{St. } 1\Phi 8/20 + \text{Leg. } 1\Phi 8/20$

RELAZIONE DI CALCOLO

INDICE

1.	Premessa.....	2
2.	Riferimenti legislativi.....	3
3.	Materiali previsti e resistenze di calcolo.....	4
4.	Analisi dei carichi.....	5
5.	Parametri sismici.....	6
6.	Combinazioni di carico e modalità di verifica.....	7
7.	Sintesi risultati.....	9
8.	Verifica a capacità portante.....	9

1. Premessa

La presente relazione riguarda la verifica statica di alcune opere da eseguirsi nella località appartenente al comune di Varisella (To).

Si tratta di muri di sostegno perimetrali in c.a. e di una zona adibita a servizi delimita da una soletta in c.a, pilastri e muri in c.a. Si riportano anche le verifiche delle opere di fondazione delle varie parti.

Si riporta una planimetria della zona oggetto di interesse.



2. Riferimenti legislativi

L'analisi della struttura e le verifiche sugli elementi sono state condotte in accordo alle vigenti disposizioni legislative ed in particolare delle seguenti norme:

-Legge 05/11/1971, n.1086

"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica."

-D.M. del 14/01/2008

"Norme tecniche per le costruzioni."

Ulteriori riferimenti tecnici sono costituiti

-Ordinanza PCM n.3274 del 20.03.2003

"Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", pubblicata nel supplemento ordinario n. 72 alla Gazzetta Ufficiale - serie generale - n. 105 dell'8 maggio 2003."

-Ordinanza PCM n.3431 del 03.05.2005

"Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003."

-Eurocodice 2 – *"Progettazione delle strutture in calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali"*

-Eurocodice 7 – *"Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali."*

-Eurocodice 8 – *"Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici."*

- CNR 10025/98

3. Materiali previsti e resistenze di calcolo

CLS MAGRO

Classe di resistenza C 12/15

$$R_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$$

CLS STRUTTURE DI FONDAZIONE ED ELEVAZIONE

Classe di resistenza C 25/30

$$R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$$

Modulo di elasticità longitudinale:

$$E = 31447 \text{ N/mm}^2$$

Modulo di elasticità tangenziale:

$$G = 13102 \text{ N/mm}^2$$

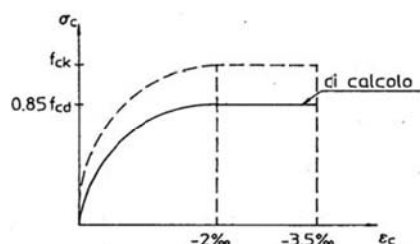


Diagramma $\sigma - \varepsilon$ per condizioni da SLU

Classi di esposizione:

Classe XC2 – superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo.

Al fine di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale si adottano i seguenti ricoprimenti minimi:

Strutture interrare: 50 mm

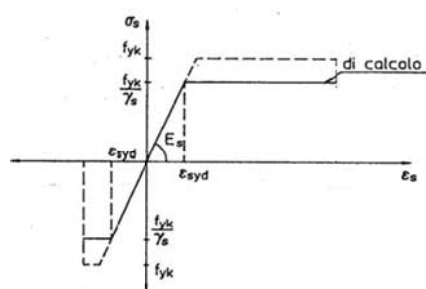
ACCIAIO

Barre ad aderenza migliorata

tipo B450C

Tensione caratteristica di snervamento:

$$f_{yk} > 450 \text{ N/mm}^2$$



I fattori parziali di sicurezza allo SLU adottati sono i seguenti:

Acciaio

$$\gamma_s = 1.15$$

Conglomerato cementizio

$$\gamma_c = 1.50$$

Conglomerato cementizio: riduzione per lunga durata

$$\alpha_c = 0.85$$

Le resistenze di calcolo valgono pertanto:

Acciaio

$$f_{yd} = 4500/1.15 = 3913 \text{ kg/cm}^2;$$

Conglomerato cementizio: azione breve durata

$$f_{cd1} = 0.83 \cdot 300/1.5 = 166 \text{ kg/cm}^2;$$

Conglomerato cementizio: azione di lunga durata

$$f_{cd} = 0.85 \cdot 138 = 141 \text{ kg/cm}^2$$

4. Analisi dei carichi

Le azioni del terreno valutate teoricamente come indicato ai paragrafi precedenti prevedono i seguenti parametri di ingresso:

Terrapieno a tergo

Terreno limoso mediamente addensato dal p.c a una quota 1.90m:

Angolo di resistenza al taglio $\phi' = 27^\circ$

Coesione drenata $c' = 0 \text{ kg/cm}^2$.

Peso unità di volume saturo $\gamma' = 19 \text{ kN/m}^3$.

Strato di appoggio della fondazione: ciottoli e ghiaia in matrice limosa

Angolo di resistenza al taglio $\phi' = 32^\circ$

Coesione drenata $c' = 0 \text{ kg/cm}^2$.

Peso unità di volume saturo $\gamma' = 20 \text{ kN/m}^3$.

Sovraccarichi sul terrapieno

$q = 20 \text{ kN/m}^2$

Il battente idraulico non è agente poiché è prevista la realizzazione di apposite opere di drenaggio.

5. Parametri sismici

La struttura sorgerà in zona sismica.

Classe d'uso e vita nominale

Classe d'uso II

$$\rightarrow C_U = 1$$

Vita nominale 50 anni

$$\rightarrow V_N = 50 \text{ anni}$$

Periodi di riferimento azione sismica

$$\rightarrow V_R = 1 \cdot 50 = 50 \text{ anni.}$$

Coordinate geografiche:

Longitudine 7° 29' 00''

Latitudine 45° 13' 00''

Dalla relazione geologica si deducono i parametri sismici e la classificazione del terreno di sedime per l'opera.

Classificazione sismica del terreno:

Il modello ricostruito corrisponde alla CATEGORIA DI SUOLO DI FONDAZIONE DI TIPO C

CATEGORIA TOPOGRAFICA T1

Per il calcolo dell'azione sismica sono stati considerati i seguenti parametri:

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.072 g
F_a	2.674
T_C	0.269 s
S_S	1.500
C_C	1.619
S_T	1.000
q	2.400

Parametri dipendenti

S	1.500
η	0.417
T_B	0.145 s
T_C	0.436 s
T_D	1.887 s

Per i muri di sostegno, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico orizzontale e verticale

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

essendo

$$a_{\max} = S \cdot a_g$$

β_m un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

6. Combinazioni di carico e modalità di verifica

La struttura è un'opera di sostegno rigida. Essa è calcolata con le usuali procedure relative alle tipologie in oggetto.

Nel dettaglio operativo, nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo. Gli stati limiti ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.

In accordo con le NTC, sono state condotte le seguenti verifiche:

-SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno A2-M2-R2

Si riportano i vari coefficienti per le azioni, i parametri geotecnici del terreno e per le verifiche.

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	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 ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

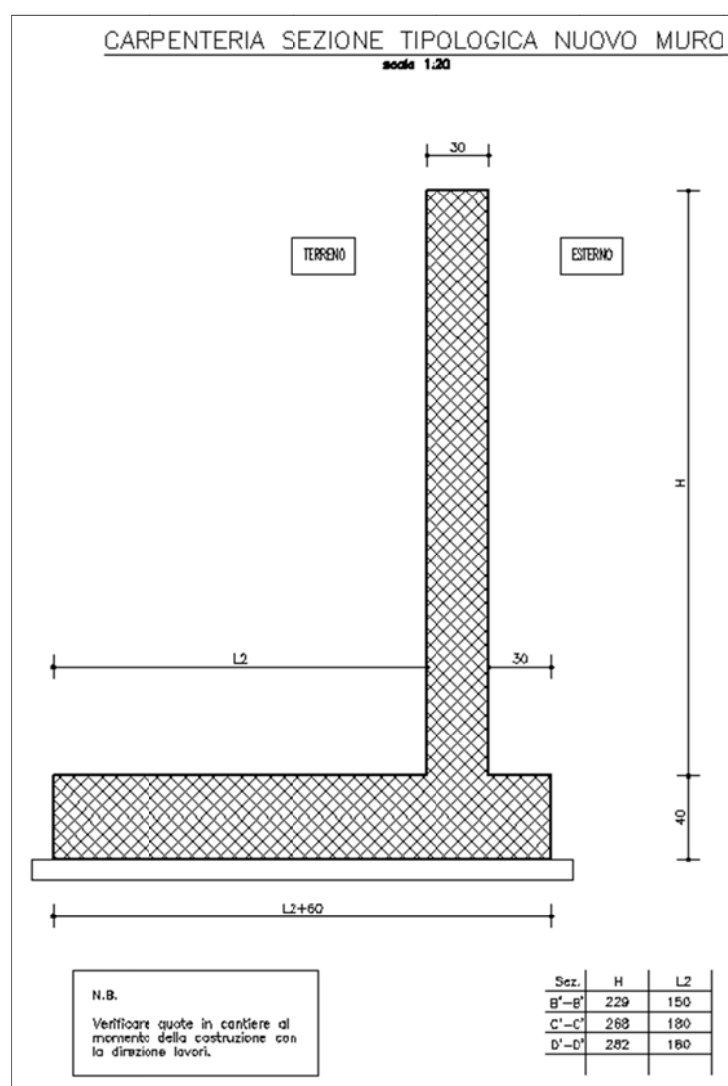
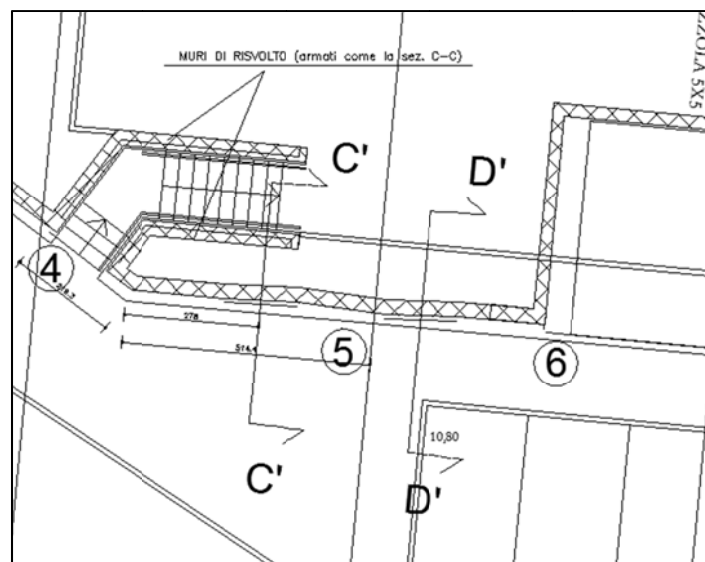
Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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	γ_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

Tabella 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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

La verifica è stata condotta prendendo come riferimento la sezione di muro D'-D'. Tale sezione risulta la maggiormente sollecitata essendo di altezza maggiore delle altre e di spessore inferiore.



7. Sintesi risultati

Verifiche di sicurezza muro

Combinazione A2+M2+R2

Capacità portante $F_s =$ **2.20**

Combinazione A2+M2+R2– sismica

Capacità portante $F_s =$ **2.14**

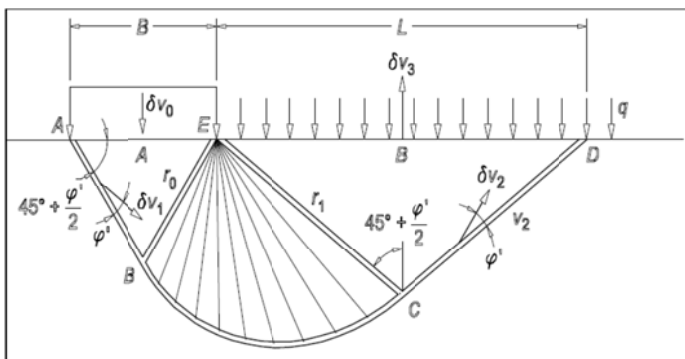
Verifiche di sicurezza trave di fondazione

Combinazione A2+M2+R2

Capacità portante $F_s =$ **1.35**

8. Verifica a capacità portante

Il calcolo della capacità portante è eseguito utilizzando i metodi di routine della Meccanica dei terreni. In particolare si utilizzerà il metodo di Brinch- Hansen che prevede l'utilizzo del seguente cinematismo di collasso della fondazione



Con il precedente cinematismo la capacità portante della fondazione è ottenuto dalla seguente formula

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

I coefficienti ivi riportati hanno, tra l'altro anche la funzione di passare dalle condizioni di deformazione piana dello schema teorico base a quello di strutture tridimensionali, quali i plinti.

Le espressioni dei vari coefficienti sono di seguito riportate.

<p>COEFFICIENTI DI CAPACITÀ PORTANTE</p> $N_q = \frac{1 + \text{sen} \phi'_d}{1 - \text{sen} \phi'_d} e^{\pi \tan \phi'_d}$ $N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi'_d$ $N_c = (N_q - 1) \cot \phi'_d$ <p>COEFFICIENTI DI FORMA</p> $s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 \frac{B}{L} \frac{1 + \text{sen} \phi'_d}{1 - \text{sen} \phi'_d}$ $s_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L} \frac{1 + \text{sen} \phi'_d}{1 - \text{sen} \phi'_d}$	<p>COEFFICIENTI DI PROFONDITÀ</p> $d_q = 1 + 2 \frac{D}{B} \tan \phi'_d (1 - \text{sen} \phi'_d)^2 \quad \text{se } D \leq B$ $d_q = 1 + 2 \tan \phi'_d (1 - \text{sen} \phi'_d) a \tan(D/B) \quad \text{se } D > B$ $d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \phi'_d}$ $d_\gamma = 1$
<p>COEFFICIENTI DI INCLINAZIONE DEL CARICO</p> $i_q = \left[1 - \frac{V_d}{N_d + B L c'_d \cot \phi'_d} \right]^m$ $i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \phi'_d}$ $i_\gamma = \left[1 - \frac{V_d}{N_d + B L c'_d \cot \phi'_d} \right]^{m+1}$ $m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$ <p>COEFFICIENTI DI INCLINAZIONE DEL PIANO DI POSA (α)</p> $b_q = (1 - \alpha \tan \phi'_d)^2$ $b_\gamma = b_q$ $b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \phi'_d}$	<p>COEFFICIENTI DI INCLINAZIONE DEL PIANO CAMPAGNA (ω)</p> $g_q = (1 - \tan \omega)^2$ $g_\gamma = g_q$ $g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \phi'_d}$

In seguito sono riportati i tabulati di calcolo della capacità portante in fase statica e sismica.

Verifica capacità portante muro di sostegno

DATI RELATIVI AL TERRENO DI FONDAZIONE				A2-M2-R2-statica				
Peso specifico del terreno	$g_t =$	20.00	kN/m ³	$c =$	0	kN/m ²		
Angolo di attrito del terreno	$f_d =$	26.56	°	$f =$	32.00	°		
Coesione del terreno	$c_d =$	0.00	kN/m ²	$g_f =$	1.25	SLU		
Angolo di inclinazione del piano campagna	$w =$	0.00	°	$g_c =$	1.25	SLU		
				$g_R =$	1.00	SLU		
DATI RELATIVI ALLA GEOMETRIA DELLA FONDAZIONE								
Profondita' di imposta della fondazione	$D =$	0.50	m	$c_u =$	1.40	kN/m ²		
Angolo di inclinazione piano di fondazione ($\leq f$)	$a =$	0.00	°	$g_{cu} =$	1.40	SLU		
				$c_{ud} =$	1.00	kN/m ²		
Larghezza fondazione	$B =$	2.60	m					
Lunghezza fondazione	$L =$	1.50	m					
Eccentricità carico verticale in direzione B	$E(B) =$	0.000	m					
Eccentricità carico verticale in direzione L	$E(L) =$	0.00	m					
Larghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici	$B(EQ) =$	2.6	m					
Lunghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici	$L(EQ) =$	1.5	m					
DATI RELATIVI AI CARICHI								
Tensione media normale alla fondazione	$p_n =$	147.31	kN/m ² =		1.47	kg/cm ²		
Tensione media tangenziale alla fondazione	$p_h =$	31.67	kN/m ² =		0.32	kg/cm ²		
Carico normale alla fondazione	$N =$	574.5	kN =		57452	kg		
Carico tangenziale alla fondazione	$T =$	124	kN =		12352.9	kg		
Sovraccarico sul piano campagna	$Q =$	0.00	kN/m ²		0.00	kg/cm ²		
VALORI DEI COEFFICIENTI DELLA FORMULA								
Coefficienti di Brinch-Hansen		g	q	c				
Fattori principali (kN/r)	F	26.00	10.00	0.00				
Fattori di capacità portante	N	8.69	12.59	23.18				
Fattori di forma fondazione	s	1.45	1.45	1.91				
Fattori di profondità di fondazione	d	1.00	1.06	1.06				
Fattori di inclinaz. del terreno	i	0.56	0.72	0.71				
Fattori di inclinaz. del muro	b	1.00	1.00	1.00				
Fattori di inclinaz. del carico	g	1.00	1.00	1.00				
Prodotto totale	$F N s d i b q$	185	139.19	0.00				
Pressione limite totale normale al piano di fondazione	$q_{lim} =$	324	kN/m ² =		3.24	kg/cm ²		
Carico limite totale normale al piano di fondazione	$N_{lim} =$	1265	kN =		126518	kg		
Coefficiente di sicurezza	$FS =$	2.2022						

DATI RELATIVI AL TERRENO DI FONDAZIONE				A2-M2-R2-sismica				
Peso specifico del terreno		$g_t =$	20.00 kN/m ³	$c =$	0 kN/m ²			
Angolo di attrito del terreno		$f_d =$	26.56 °	$f =$	32.00 °			
Coesione del terreno		$c_d =$	0.00 kN/m ²	$g_f =$	1.25	SLU		
Angolo di inclinazione del piano campagna		$w =$	0.00 °	$g_c =$	1.25	SLU		
				$g_R =$	1.00	SLU		
DATI RELATIVI ALLA GEOMETRIA DELLA FONDAZIONE								
Profondita' di imposta della fondazione		$D =$	0.50 m	$c_u =$	1.40 kN/m ²			
Angolo di inclinazione piano di fondazione (<=f)		$a =$	0.00 °	$g_{cu} =$	1.40	SLU		
				$c_{ud} =$	1.00 kN/m ²			
Larghezza fondazione		$B =$	2.60 m					
Lunghezza fondazione		$L =$	10.00 m					
Eccentricità carico verticale in direzione B		$E(B) =$	0.000 m					
Eccentricità carico verticale in direzione L		$E(L) =$	0.00 m					
Larghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici		$B(EQ) =$	2.6 m					
Lunghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici		$L(EQ) =$	10 m					
DATI RELATIVI AI CARICHI								
Tensione media normale alla fondazione		$p_n =$	108.11 kN/m ² =	1.08	kg/cm ²			
Tensione media tangenziale alla fondazione		$p_h =$	20.48 kN/m ² =	0.20	kg/cm ²			
Carico normale alla fondazione		$N =$	2810.9 kN =	281091	kg			
Carico tangenziale alla fondazione		$T =$	532 kN =	53247.65	kg			
Sovraccarico sul piano campagna		$Q =$	0.00 kN/m ²	0.00	kg/cm ²			
VALORI DEI COEFFICIENTI DELLA FORMULA								
Coefficienti di Brinch-Hansen		g	q	c				
Fattori principali (kN/r)	F	26.00	10.00	0.00				
Fattori di capacità portante	N	8.69	12.59	23.18				
Fattori di forma fondazione	s	1.07	1.07	1.14				
Fattori di profondità di fondazione	d	1.00	1.06	1.06				
Fattori di inclinazione del carico	i	0.56	0.69	0.68				
Fattori di inclinazione del terreno	b	1.00	1.00	1.00				
Fattori di inclinazione del piano campagna	g	1.00	1.00	1.00				
Prodotto totale	F N s d i b q	134	97.66	0.00				
Pressione limite totale normale al piano di fondazione	$q_{lim} =$	232 kN/m ² =	2.32	kg/cm ²				
Carico limite totale normale al piano di fondazione	$N_{lim} =$	6028 kN =	602818	kg				
Coefficiente di sicurezza	FS=	2.1446						

Verifica capacità portante trave di fondazione 90x40

DATI RELATIVI AL TERRENO DI FONDAZIONE				A2-M2-R2			
Peso specifico del terreno		$g_t =$	20.00 kN/m ³		$c =$	0 kN/m ²	
Angolo di attrito del terreno		$f_d =$	26.56 °		$f =$	32.00 °	
Coesione del terreno		$c_d =$	0.00 kN/m ²		$g_f =$	1.25	SLU
Angolo di inclinazione del piano campagna		$w =$	0.00 °		$g_c =$	1.25	SLU
					$g_R =$	1.00	SLU
DATI RELATIVI ALLA GEOMETRIA DELLA FONDAZIONE							
Profondita' di imposta della fondazione		$D =$	0.40 m		$c_u =$	1.40 kN/m ²	
Angolo di inclinazione piano di fondazione ($\leq f$)		$a =$	0.00 °		$g_{cu} =$	1.40	SLU
					$c_{ud} =$	1.00 kN/m ²	
Larghezza fondazione		$B =$	0.90 m				
Lunghezza fondazione		$L =$	8.55 m				
Eccentricità carico verticale in direzione B		$E(B) =$	0.000 m				
Eccentricità carico verticale in direzione L		$E(L) =$	0.00 m				
Larghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici		$B(EQ) =$	0.9 m				
Lunghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici		$L(EQ) =$	8.55 m				
DATI RELATIVI AI CARICHI							
Tensione media normale alla fondazione		$p_n =$	146.82 kN/m ² =			1.47 kg/cm ²	
Tensione media tangenziale alla fondazione		$p_h =$	0.00 kN/m ² =			0.00 kg/cm ²	
Carico normale alla fondazione		$N =$	1129.8 kN =			112975 kg	
Carico tangenziale alla fondazione		$T =$	0 kN =			0 kg	
Sovraccarico sul piano campagna		$Q =$	0.00 kN/m ²			0.00 kg/cm ²	
VALORI DEI COEFFICIENTI DELLA FORMULA							
Coefficienti di Brinch-Hansen		g	q	c			
Fattori principali (kN/r)	F	9.00	8.00	0.00			
Fattori di capacità portante	N	8.69	12.59	23.18			
Fattori di forma fondazione	s	1.03	1.03	1.06			
Fattori di profondità di fondazione	d	1.00	1.14	1.15			
Fattori di inclinaz. del terreno	i	1.00	1.00	1.00			
Fattori di inclinaz. del terreno	b	1.00	1.00	1.00			
Fattori di inclinaz. del terreno	g	1.00	1.00	1.00			
Prodotto totale	$F N s d i b q$	80	117.53	0.00			
Pressione limite totale normale al piano di fondazione	$q_{lim} =$		198 kN/m ² =			1.98 kg/cm ²	
Carico limite totale normale al piano di fondazione	$N_{lim} =$		1523 kN =			152270 kg	
Coefficiente di sicurezza		$FS =$	1.35				

Le verifiche geotecniche risultano soddisfatte.