

FUTURA



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU



Ministero dell'Istruzione
e del Merito

LA SCUOLA PER L'ITALIA DI DOMANI



Italiadomani
PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA



comune di trieste
piazza Unità d'Italia 4
34121 Trieste
www.comune.trieste.it
partita iva 00210240321

Comune di Trieste – Dipartimento Territorio, Ambiente, lavori Pubblici e Patrimonio SERVIZIO EDILIZIA SCOLASTICA E SPORTIVA

Interventi per il miglioramento sismico e l'adeguamento
alle norme di prevenzione incendi del complesso scolastico
di via Tigor n.3, via Colonna n.1, via Madonna del mare n.11
a Trieste

Opera 22106 - CUP: F92C22000090006 - CIG A004A6DBD8

PERIZIA SUPPLETIVA E DI VARIANTE N° 2

RUP

ing. Giulio BERNETTI

DIREZIONE LAVORI
SERTECO Srl

Direttore dei lavori

ing. arch. Enrico BELTRAME

STI Engineering Srl

Direttore operativo impianti

ing. Roberto BAGATTO

Archeologa

dott.ssa arch. Lisa ZENAROLLA

Geologo

dott. geol. Massimo Valent

Tecnico acustico

ing. Alberto ASQUINI



Relazione geotecnica

PV2 - Strutture - Relazione geotecnica	Pag. 1/27	Redatto da: ing. arch. E. Beltrame
162_348PV2STRREL02R0 - Relazione geotecnica		Data: 12.03.2025

REV.	DATA	MOTIVO EMISSIONE	RED.	VER.	APP.
8					
7					
6					
5					
4					
3					
2					
1					
0	12.03.2025	Prima emissione	EB	SD	EB

TUTTI I DIRITTI SONO RISERVATI - Questo documento è di proprietà esclusiva della Serteco Servizi Tecnici Coordinati Srl sul quale si riserva ogni diritto. Pertanto questo documento non può essere copiato, riprodotto, comunicato o divulgato ad altri o usato in qualsiasi maniera, nemmeno per fini sperimentali, senza autorizzazione scritta dalla Serteco Servizi Tecnici Coordinati Srl e su richiesta dovrà essere prontamente reinvio alla Serteco Servizi Tecnici Coordinati Srl Udine, Italia.

ALL RIGHTS RESERVED - This document is the exclusive property of Serteco Servizi Tecnici Coordinati Srl which reserves all rights thereto. Therefore this document may not be copied, reproduced, communicated or disclosed to others or used in any way, not even for experimental purposes, without written permission of Serteco Servizi Tecnici Coordinati Srl , and upon request it shall be promptly returned to Serteco Servizi Tecnici Coordinati Srl , Udine, Italy.

PERIZIA SUPPLETIVA E DI VARIANTE N° 2

RELAZIONE GEOTECNICA

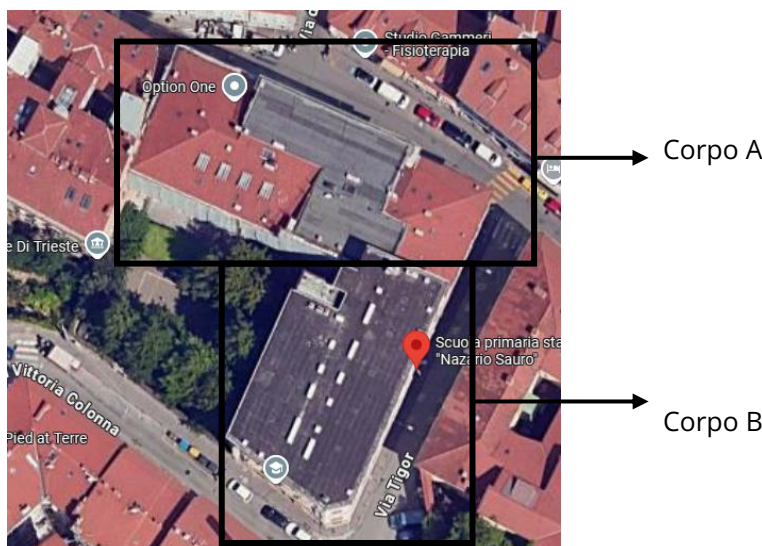
Sommario

1	Descrizione generale	4
2	Verifiche geotecniche	5
2.1.1	CORPO A	5
2.1.1.1	CORPO A – Muro di sostegno in corrispondenza della basilica	8
2.1.1.1.1	Verifica a flessione	9
2.1.1.1.2	Verifica collegamento in corrispondenza della fondazione esistente (z=0 m)	9
2.1.1.1.3	Verifica a scorrimento al piede del muro di sostegno (z=1,85 m)	10
2.1.1.2	CORPO A – Verifica della trave “aerea” di collegamento di fondazione	10
2.1.1.2.1	Verifica a flessione	11
2.1.1.2.2	Verifica a taglio	11
2.1.1.2.3	Verifica di deformazione	14
2.1.1.3	CORPO A – Verifica dei cordoli di collegamento della trave “aerea” di fondazione	16
2.1.1.3.1	Verifica a flessione	16
2.1.1.3.2	Verifica a taglio	17
2.1.1.4	CORPO A – Verifica della parete di contenimento della trave “aerea” di fondazione	19
2.1.1.4.1	Verifica a flessione	19
2.1.1.4.2	Verifica a taglio	20
2.1.1.5	CORPO A – Verifica dell’architrave a sostegno del varco di accesso alla basilica storica	21
2.1.1.5.1	Verifica a flessione	21
2.1.1.5.2	Verifica a taglio	22
2.1.1.5.3	Verifica di deformazione	24
2.1.2	CORPO B	26

1 Descrizione generale

La presente relazione ha lo scopo di definire gli interventi di rinforzo strutturale, facenti parte del miglioramento sismico di un complesso scolastico sito a Trieste, tra via Tigor, via Madonna del Mare e via Colonna. Si specifica che per quanto riguarda la valutazione della sicurezza dell'edificio allo stato di fatto si ritiene valido quanto riportato nella relazione del progetto esecutivo già depositato.

Il complesso scolastico ha una pianta a "L". Poiché il progetto esecutivo prevede la realizzazione di un giunto sismico tra i due corpi che formano la "L", è lecito trattare i due corpi separatamente: il primo edificio, denominato "Corpo A" (Via Madonna del Mare), ha pianta rettangolare e si sviluppa su via Madonna del Mare e in parte su via Tigor; il secondo edificio, denominato "Corpo B" (Via Tigor), si sviluppa principalmente su via Tigor e su parte di via Colonna.



Il progetto prevede diversi interventi a livello globale e a livello locale. In particolare, vengono previsti interventi di irrigidimento dei solai con cappa in calcestruzzo armato, il rinforzo delle murature con intonaco armato, il rinforzo ove possibile delle fondazioni esistenti mediante cordoli integrativi. Dal momento che l'edificio è vincolato, il rinforzo con intonaco armato viene realizzato su due lati dove possibile, e su un solo lato dove sono presenti vincoli: in generale le murature perimetrali si rinforzano solo internamente, le murature interne su entrambi i lati, a meno di eccezioni locali. Dal momento che, in entrambi i corpi, ho una carenza di pareti di taglio in una direzione (rispetto all'altra), è stato valutato di integrare negli orizzontamenti delle travi in c.a. per migliorare il trasferimento delle azioni di piano alle murature. In fase di progetto esecutivo era stato previsto un telaio in acciaio nuovo per il corpo A di Via Madonna del Mare, si propone di rinforzare il telaio in c.a. esistente per le porzioni possibili. Per i rinforzi dei solai e delle fondazioni si ritiene valido quanto già depositato in precedenza, la presente relazione riporta le integrazioni che si ritengono necessarie.

PV2 - Strutture - Relazione geotecnica	Pag. 4/27	Redatto da: ing. arch. E. Beltrame
162_348PV2STRREL02R0 - Relazione geotecnica		Data: 12.03.2025

2 Verifiche geotecniche

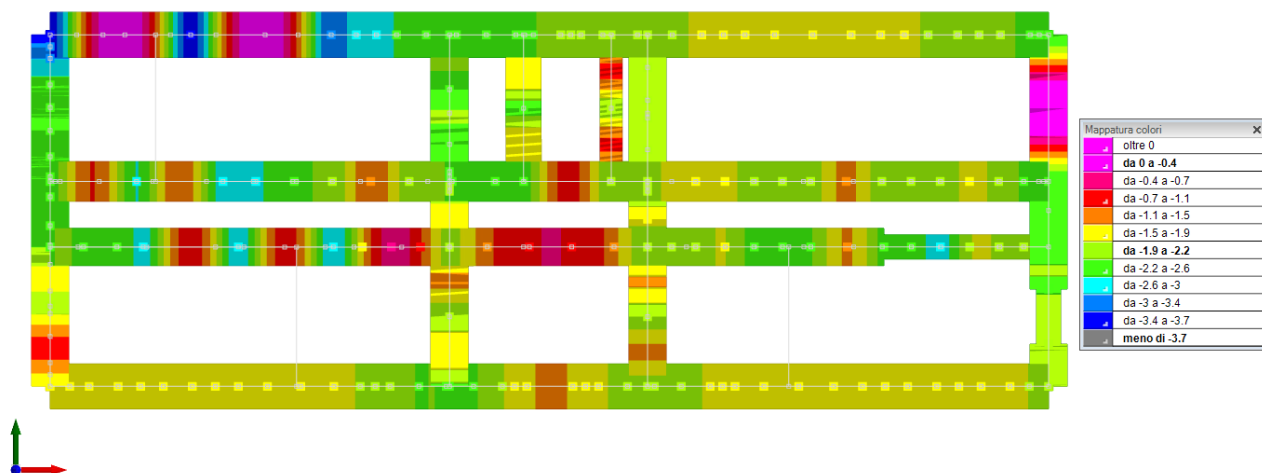
Per la valutazione della capacità portante si assumono le seguenti caratteristiche meccaniche, derivanti dalla relazione geologica. A favore di sicurezza e per le profondità in gioco, si fa riferimento al terreno superficiale di riporto con le seguenti caratteristiche:

- Peso di volume: $\gamma_k = 1800 \text{ daN/m}^3$;
- Angolo di attrito: $\phi_k = 30^\circ$
- Coesione: $c_k = 0 \text{ kPa}$

La valutazione della capacità portante del terreno è condotta applicando l'espressione trinomia di Terzaghi corretta con i coefficienti di Paolucci e Pecker per considerare l'effetto della azione sismica.

2.1.1 CORPO A

Per la valutazione della capacità portante si fa riferimento a quanto contenuto nel paragrafo relativo alle indagini su "Fondazioni e Terreni" e quanto eseguito in fase di progettazione. La fondazione rilevata presenta una larghezza pari allo spessore della muratura più ulteriori 30 cm da entrambi i lati. Inoltre, si considerano 25 cm di cordolo che viene realizzato su uno o entrambi i lati della fondazione. Dal rilievo in sito è stata valutata l'impossibilità di realizzare l'allargamento della fondazione in alcune zone dove è presente la basilica. Per questo motivo, in queste aree, le travi di fondazione sono state modellate dello spessore della sola muratura trascurando il ringrosso. Si riporta il calcolo della capacità portante per la trave di fondazione con cordolo e per la trave di fondazione dove non si realizzano interventi di rinforzo. Le pressioni massime sul terreno in condizioni statiche (SLU) sono pari a $q_{SLU} = 3.57 \text{ daN/cm}^2$ nella zona in cui le fondazioni vengono rinforzate, sono pari a $q_{SLU} = 2.74 \text{ daN/cm}^2$ nella zona dove non è possibile rinforzare le fondazioni.



Si riporta il calcolo della capacità portante ai carichi verticali:

Caratteristiche del terreno

Angolo di attrito	30	°
Coesione	0	daN/m ²
Peso di volume saturo	1800	daN/m ³
Peso di volume immerso	800	daN/m ³
Falda a piano campagna:	No	

Caratteristiche della fondazione

Fondazione rinforzata			Fondazione non rinforzata		
Base	200	cm	Base	90	cm
Altezza	150	cm	Altezza	150	cm
Sovraccarico	0	daN/m ²	Sovraccarico	0	daN/m ²

Fattori di capacità portante

N _c	30.14	N _c	30.14
N _q	18.40	N _q	18.40
N _γ	20.09	N _γ	20.09

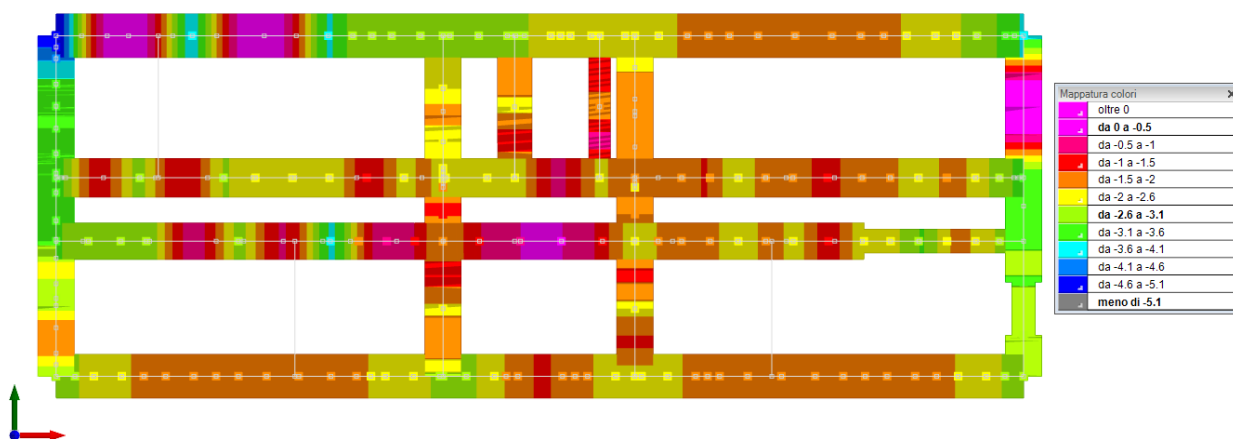
Capacità portante

Fondazione rinforzata			Fondazione non rinforzata		
gamma	2.3				
Capacità ultima	8.59	daN/cm ²	Capacità ultima	6.60	daN/cm ²
Capacità portante	3.73	daN/cm ²	Capacità portante	2.87	daN/cm ²

Rapporto tra la pressione massima sul terreno e la capacità portante calcolata è pari a : $\zeta_v = 1.05 > 1$

La verifica è soddisfatta.

Le pressioni massime sul terreno in condizioni sismiche (SLV) sono pari a $q_{SLV} = 5.01$ daN/cm² nella zona in cui le fondazioni vengono rinforzate, sono pari a $q_{SLU} = 3.05$ daN/cm² nella zona dove non è possibile rinforzare le fondazioni.



Si riporta il calcolo della capacità portante nei confronti delle sollecitazioni sismiche:

Caratteristiche del terreno			Parametri sismici		
Angolo di attrito	30	°	a_g	0.1281	g
Coesione	0	daN/m ²	S_s	1.60	
Peso di volume saturo	1800	daN/m ³	S_T	1.00	
Peso di volume immerso	800	daN/m ³	Fattori correttivi sismici		
Falda a piano campagna:	No		k_h	0.205	
			z_c	0.934	
			z_q	0.858	
			z_γ	0.858	
					Si
Caratteristiche della fondazione					
Fondazione rinforzata			Fondazione non rinforzata		
Base	200	cm	Base	90	cm
Altezza	150	cm	Altezza	150	cm
Sovraccarico	0	daN/m ²	Sovraccarico	0	daN/m ²
Fattori di capacità portante					
N_c	30.14		N_c	30.14	
N_q	18.40		N_q	18.40	
N_γ	20.09		N_γ	20.09	
Capacità portante					
Fondazione rinforzata			Fondazione non rinforzata		
gamma	1.8				
Capacità ultima	7.36	daN/cm ²	Capacità ultima	5.66	daN/cm ²
Capacità portante	4.09	daN/cm ²	Capacità portante	3.14	daN/cm ²

Rapporto tra la pressione massima sul terreno e la capacità portante calcolata è pari a : $\zeta_E = 0.82 > 0.60$

La verifica è soddisfatta.

2.1.1.1 CORPO A – Muro di sostegno in corrispondenza della basilica

In fase esecutiva è stato possibile individuare in maniera puntuale lo stato delle fondazioni, individuando delle zone in cui le pareti dell'area della basilica fungono da muro di sostegno nei confronti del terreno posto sotto alle fondazioni esistenti.

Si valutano le pressioni massime agenti nelle zone interessate a partire dal modello numerico:

- Le pressioni massime sul terreno in condizioni sismiche (SLV) sono pari a $q_{SLV} = 1.93 \text{ daN/cm}^2$;
- Le pressioni massime sul terreno in condizioni statiche (SLU) sono pari a $q_{SLU} = 1.75 \text{ daN/cm}^2$.

Si schematizza il muro di sostegno come una trave, di luce pari all'altezza della porzione di muro a contatto con il terreno, appoggiata in corrispondenza dello zoccolo inferiore ed in corrispondenza della fondazione esistente. In condizioni statiche il carico viene dato dalla somma della spinta del terreno e dalla spinta dovuta alla pressione agente sulla fondazione; in condizione sismiche il carico viene dato dalla somma della spinta del terreno, dalla spinta per la pressione agente e dalla spinta sismica calcolata con la relazione di Wood.

La spinta agente sul muro legata alla pressione verticale viene schematizzata come trapezoidale, in corrispondenza dell'estremità inferiore del muro si considera una diffusione delle tensioni a 30° , il calcolo è stato svolto come segue:

- Agli SLU la pressione agente sul muro di sostegno è pari a:
 $p_{min} = q_{SLU} (z=0) \times k_0 = 0,175 \times 0,53 = 0,093 \text{ MPa}$
 $p_{max} = q_{SLU} (z=H) \times k_0 = 0,175 \times 1,30 / (1,30 + 1,85 \times \tan 30^\circ) \times 0,53 = 0,051 \text{ MPa}$
- Agli SLV la pressione agente sul muro di sostegno è pari a:
 $p_{min} = q_{SLV} (z=0) \times k_0 = 0,193 \times 0,53 = 0,102 \text{ MPa}$
 $p_{max} = q_{SLV} (z=H) \times k_0 = 0,193 \times 1,30 / (1,30 + 1,85 \times \tan 30^\circ) \times 0,53 = 0,056 \text{ MPa}$

	SLU		SLV		
	Spinta del terreno (N/mm ²)	Spinta per sovraccarico (N/mm ²)	Spinta del terreno (N/mm ²)	Spinta per sovraccarico (N/mm ²)	Spinta sismica (N/mm ²)
Z=0 m	0	0,093	0	0,102	0,0068
Z=1.85 m	0,033	0,051	0,033	0,056	0,0068

Considerando le spinte totali agenti si ottengono le seguenti sollecitazioni agenti sul muro di sostegno:

- SLU:
 $M_{Ed} = 37,92 \text{ kNm/m}$
 $V_{Ed} = 80,66 \text{ kN/m} \quad z=0$
 $V_{Ed} = 83,34 \text{ kN/m} \quad z=1,85 \text{ m}$

- SLV:

$$M_{Ed} = 43,87 \text{ kNm/m}$$

$$V_{Ed} = 92,87 \text{ kN/m} \quad z=0$$

$$V_{Ed} = 96,85 \text{ kN/m} \quad z=1,85 \text{ m}$$

2.1.1.1.1 Verifica a flessione

Il muro di sostegno deve garantire la resistenza a flessione, nei confronti della maggiore sollecitazione agente che in questo caso si raggiunge in combinazione sismica ($M_{Ed} = 43,87 \text{ kNm/m}$). Si verifica la porzione di 1 metro di parete, di spessore 67 cm, con barre $\phi 12$ a passo 20 cm.

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]
1	100	67

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4,52	4
2	4,52	63

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

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 N/mm²
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9,75 N/mm²
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0,6
		τ_{c1}	1,829

M 113,1 kNm
M_{xRd} 113,1 kNm

σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,057 ‰
 ϵ_s 67,5 ‰
d 63 cm
x 2,73 x/d 0,04333
 δ 0,7

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Devia

N° rett. 100

Calcola MRd **Dominio M-N**

L₀ 0 cm **Col. modello**

☐ Precompresso

$$M_{Rd}/M_{Ed} = 113,10 / 43,87 = 2,58 > 1$$

Verifica soddisfatta

2.1.1.1.2 Verifica collegamento in corrispondenza della fondazione esistente (z=0 m)

Per riprendere la sollecitazione di taglio in corrispondenza dell'appoggio superiore del muro di sostegno si predispongono delle barre $\phi 20$ a passo 50 cm. La resistenza è affidata al comportamento a spinotto.

$$R_{Ed} (1\phi 20) = 24,87 \text{ kN}$$

Per la sezione interessata si considerano 4 barre totali: $4 \times 24,87 = 99,48 \text{ kN/m} > 92,87 \text{ kN/m}$

La verifica è soddisfatta.

2.1.1.1.3 Verifica a scorrimento al piede del muro di sostegno ($z=1,85$ m)

Il massimo carico sollecitante è pari a $V_{Ed} = 96,85$ kN/m

Il carico stabilizzante è legato all'attrito, calcolato a partire dall'azione verticale agente sul muro, che consiste nel peso proprio del muro di sostegno, dallo scarico del nuovo solaio del piano terra, dalla pressione verticale agente dovuta alle azioni sulla sovrastruttura.

$$N_{Ed} = 57,93 + 26,34 + 182,74 = 267,01 \text{ kN}$$

$$R_{Ed,H} = N_{Ed} \tan(\phi_k) = 267,01 \times \tan 28 = 141,97 \text{ kN} > 96,85 \text{ kN/m}$$

La verifica è soddisfatta

2.1.1.2 CORPO A – Verifica della trave “aerea” di collegamento di fondazione

In seguito al ritrovamento di un mosaico di pregio è emersa l'impossibilità, in una porzione del corpo A nella zona in cui è presente la basilica storica, di realizzare i cordoli di rinforzo delle fondazioni. Nella zona in cui è presente il mosaico non è possibile arrivare alla quota delle fondazioni, per questo motivo viene prevista una trave di collegamento in quella zona, che vada a scaricare alle fondazioni adiacenti la quota di carico di competenza. La verifica viene svolta nella condizione più gravosa, ossia nella parete che si sviluppa lungo il corridoio centrale. La trave oggetto di verifica ha luce 5,50 m e si può schematizzare semplicemente appoggiata in corrispondenza dello spigolo in cui è presente un plinto esistente in muratura ed incastrata nella zona in cui è presente il muro della basilica. Questo perché da questo punto in poi la fondazione arriva a quota terreno ed è opportunamente rinforzata.

Il carico utilizzato per il calcolo viene dedotto dall'analisi delle pressioni sul terreno riportata al paragrafo sulle verifiche geotecniche della presente relazione.

$$q_{SLU} = 0,274 \text{ MPa} \times 600 \text{ mm} = 164,40 \text{ kN/m}$$

$$q_{SLV} = 0,305 \text{ MPa} \times 600 \text{ mm} = 183 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed, \max} = 183 \times 5,50^2 / 8 = 691,97 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed, \max} = 183 \times 5,50 / 2 = 629,06 \text{ kNm}$$

PV2 - Strutture - Relazione geotecnica	Pag. 10/27	Redatto da: ing. arch. E. Beltrame
162_348PV2STRREL02R0 - Relazione geotecnica		Data: 12.03.2025

Tensione tangenziale caratt. di aderenza acciaio-cla (4.1.8)	$f_{bk} = 2,25 \cdot f_{ctk} =$	4.76	MPa
Tensione tangenziale di calcolo di aderenza acciaio-cla (4.1.7)	$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c =$	3.18	MPa
Tensione tangenziale di calcolo in zona tesa o in presenza di barre molto addensate	$f_{bd,red} = f_{bd} / 1,5 =$	2.12	MPa
Modulo elastico $E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3}$ (11.2.10.3)	$E_{cm} =$	33346	MPa

Acciaio:

B450C

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} =$	450	MPa
Tensione di rottura caratteristica	$f_{tk} =$	540	MPa
γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio	$\gamma_s =$	1.15	
Tensione di snervamento di progetto $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ (4.1.6)	$f_{yd} =$	391.3	MPa
		20000	
Modulo elastico	$E_s =$	0	MPa

Verifica a taglio:

$V_{sd} = 629.06$ kN

Taglio sollecitante massimo

		n° barre	Φ	A_s	
Compressa	ordine inferiore	6	20	1885	mm ²
Tesa	ordine inferiore	6	20	1885	mm ²

Si riporta di seguito la verifica a taglio:

$d =$	1050.00	mm	Altezza utile della sezione
$b_w =$	670.00	mm	Base sezione
$A_{sl} =$	1884.96	mm ²	Area armatura tesa
$\rho_l =$	0.00268		Rapporto geometrico acciaio-cla
$N_{ed} =$	0.00	kN	Azione assiale di progetto
$\sigma_{cp} =$	0.00	MPa	Compressione di progetto
$f_{ck} =$	32.00	MPa	Resistenza cilindrica caratteristica
$f_{cd} =$	18.13	MPa	Resistenza di calcolo a compressione
$k =$	1.44		
$v_{min} =$	0.34	MPa	
$V_{Rd} =$	239.79	kN/m	Resistenza al taglio senza armatura

Si dispone la seguente armatura (a metro):

Staffe	ϕ [mm]	n_{bracci}	s [mm]	A_{sw} [mm ²]	A_{sw} / s [mm ² /mm]
	12	2	120	226.19	1.88

Nel modello a traliccio si assume un'inclinazione del puntone compresso pari a 45°.

$v =$	0.50		
$\alpha_c =$	1.00		Coefficiente maggiorativo (4.1.2.1.3.2)
$V_{Rcd} =$	2870.28	kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione", per $q = 45^\circ$

$$V_{Sd} = 629.06 \text{ kN} < 2870.28 \text{ kN} = V_{Rcd}$$

$$\alpha = 90.00^\circ$$

$$\theta = 21.80^\circ$$

$$\cotg\theta = 2.50$$

$$A_{sw, nec}/s = 0.68 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Area d'armatura trasversale necessaria

$$A_{sw, nec}/s = 0.68 \text{ mm}^2/\text{mm} < 1.88 \text{ mm}^2/\text{mm} = A_{sw} / s$$

Verifica di duttilità 1.10 < 4.53

Calcolo dell'inclinazione delle bielle compresse per l'armatura adottata

$$\alpha = 90.00^\circ$$

$$\theta_{reale} = 20.39^\circ$$

$$\cotg\theta_{reale} = 2.69$$

Calcolo della resistenza a taglio per diversi valori della $\cotg\theta$

$\cotg\theta$	V_{Rsd} [kN]	V_{Rcd} [kN]	V_{Rd} [kN]
1.00	697.02	2870.28	697.02
2.50	1742.56	1979.50	1742.56
-	-	-	-

Calcolo della resistenza a taglio nella zona critica:

La resistenza a taglio è pari a:

$$\cotg\theta_{calcolo} = 1.00$$

$$V_{Rsd} = 697.02 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 2870.28 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 697.02 \text{ kN}$$

Verifica:

$$V_{Rd} = 697.02 \text{ kN} > 629.06 \text{ kN}$$

Nella zona centrale della trave, si predispongono staffe ad interasse 20 cm:

Si dispone la seguente armatura (a metro):

Staffe	ϕ [mm]	n_{bracci}	s [mm]	A_{sw} [mm ²]	A_{sw} / s [mm ² /mm]
	12	2	200	226.19	1.13

La resistenza a taglio è pari a:

$$\cotg\theta_{calcolo} = 2.50$$

$$V_{Rsd} = 1045.54 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 1979.50 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 1045.54 \text{ kN}$$

Verifica:

$$V_{Rd} = 1.045.54 \text{ kN} > 629.06 \text{ kN}$$

2.1.1.2.3 Verifica di deformazione

Si valuta la freccia massima, considerando gli effetti di viscosità nel calcestruzzo. Il carico utilizzato per il calcolo viene dedotto analogamente a quanto fatto per le verifiche agli stati limite ultimi, facendo riferimento alla pressione massima agente sul terreno.

CALCOLO DELLA FRECCIA

Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo

Classe del calcestruzzo		C25/30	
Resistenza cubica caratteristica	R_{ck}	30.00	N/mm ²
Resistenza cilindrica caratteristica	f_{ck}	24.90	N/mm ²
Resistenza cilindrica media	f_{cm}	32.90	N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	2.56	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	1.79	N/mm ²
Modulo di elasticità	E_{cm}	31447	N/mm ²
Copriferro	c	50	mm

Caratteristiche meccaniche dell'acciaio

Acciaio		B450C	
Resistenza a snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Resistenza a rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Modulo di elasticità	E_s	210000	N/mm ²

Caratteristiche geometriche della sezione

Base	B	670	mm
Altezza	H	1100	mm
Altezza utile	d	1050	mm

Armatura	Numero	Diametro [mm]	Area [mm ²]
Superiore	6	ϕ 20	1885
Inferiore	6	ϕ 20	1885

Freccia istantanea

Coefficiente di omogeneizzazione	n	6.68
Caratteristiche geometriche	(ricavate con il programma V.C.A.S.L.U. del prof. Gelfi)	

Sezione	Asse neutro	Momento d'inerzia
Interamente reagente	550 mm	8.03E+10 mm ⁴
Fessurata	384.43 mm	1.05E+10 mm ⁴

Momento di prima fessurazione	M_{cr}	373.48	kNm
Momento sollecitante massimo	$M_{Ed,max}$	526.35	kNm
Freccia sezione int. reagente:	Fibre tese inferiori	$f_{l,sup}$	0.3 mm
Freccia sezione fessurata:	Fibre tese inferiori	$f_{ll,sup}$	2.1 mm
Parametro beta	β	1.0	
Tension stiffening:	Fibre tese inferiori	x_{sup}	0.497 mm

Freccia:	Fibre tese inferiori	f_{sup}	1.2	mm
<i>Freccia a lungo termine</i>				
Fdimensione fittizia		h_0	1100	mm
Coefficiente di viscosità		ϕ	3.48	
Modulo elastico efficace		$E_{c,eff}$	7019	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione		$n^{infinito}$	29.92	
Caratteristiche geometriche	(ricavate con il programma V.C.A.S.L.U. del prof. Gelfi)			

Sezione	Asse neutro	Momento d'inerzia
Interamente reagente	550 mm	1.03E+11 mm ⁴
Fessurata	256 mm	4.13E+10 mm ⁴

Momento sollecitante massimo		$M_{Ed,max}$	526.35	kNm
Freccia sezione int. reagente:	Fibre tese superiori	$f_{i,sup}$	0.9	mm
Freccia sezione fessurata:	Fibre tese superiori	$f_{ll,sup}$	2	mm
Parametro beta		β	1.0	
Tension stiffening :	Fibre tese superiori	x_{sup}	0.497	mm
Freccia:	Fibre tese superiori	f_{sup}	1.6	mm

Il valore della freccia finale è pari a 1.6 mm < L/1000 = 5.5 mm

verifica soddisfatta

2.1.1.3 CORPO A – Verifica dei cordoli di collegamento della trave “aerea” di fondazione

Per migliorare il collegamento e la stabilità della trave di collegamento in fondazione vengono previsti dei cordoli di connessione tra la trave definita nel presente paragrafo e la trave adiacente, che viene realizzata a rinforzo della fondazione esistente. Le travi di collegamento vengono realizzate ad interasse di 70 cm. Ciascuna trave viene calcolata come una mensola, incastrata nella trave adiacente e soggetta al carico trasmesso dalla trave “aerea”. A favore di sicurezza si ipotizza che tutto il carico venga scaricato sulla trave di collegamento, anche se una parte di esso verrà trasferito alle murature.

$$Q_{\max} = 183 \times 0.70 = 128,10 \text{ kN}$$

La trave si schematizza con una luce di 1,10 m.

$$M_{Ed} = 140,91 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 128,10 \text{ kN}$$

2.1.1.3.1 Verifica a flessione

La sezione della trave è rettangolare di dimensioni 30x50 cm armata con 3φ20 longitudinali.

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]
1	30	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	9,42	5
2	9,42	45

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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 152,6 kNm
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 %
 ε_s 20,98 %
 d 45 cm
 x 6,434 w/d 0,143
 δ 0,7

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

$$M_{Rd} / M_{Ed} = 152,6 / 140,91 = 1,08 > 1$$

Verifica soddisfatta

2.1.1.3.2 Verifica a taglio

Si riporta la verifica della sezione, armata con staffe ϕ 12.

Verifica a taglio:

$V_{sd} = 128.10$ kN

Taglio sollecitante massimo

		n° barre	Φ	As	
Compressa	ordine inferiore	3	20	942	mm ²
	ordine superiore			0	mm ²
Tesa	ordine inferiore	3	20	942	mm ²
	ordine superiore			0	mm ²

Si riporta di seguito la verifica a taglio:

$d = 450.00$ mm	Altezza utile della sezione
$b_w = 300.00$ mm	Base sezione
$A_{sl} = 942.48$ mm ²	Area armatura tesa
$\rho_l = 0.00698$	Rapporto geometrico acciaio-clas
$N_{ed} = 0.00$ kN	Azione assiale di progetto
$\sigma_{cp} = 0.00$ MPa	Compressione di progetto
$f_{ck} = 32.00$ MPa	Resistenza cilindrica caratteristica
$f_{cd} = 18.13$ MPa	Resistenza di calcolo a compressione
$k = 1.67$	
$v_{min} = 0.43$ MPa	
$V_{Rd} = 57.51$ kN/m	Resistenza al taglio senza armatura

Si dispone la seguente armatura (a metro):

Staffe	ϕ [mm]	n_{bracci}	s [mm]	A_{sw} [mm ²]	A_{sw} / s [mm ² /mm]
	10	2	150	157.08	1.05

Nel modello a traliccio si assume un'inclinazione del puntone compresso pari a 45°.

$n = 0.50$	
$\alpha_c = 1.00$	Coefficiente maggiorativo (4.1.2.1.3.2)
$V_{Rcd} = 550.80$ kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione", per $q = 45^\circ$

$V_{sd} = 128.10$ kN	$<$	550.80 kN	$= V_{Rcd}$
$\alpha = 90.00$ °			Angolo di inclinazione delle armature a taglio
$\theta = 21.80$ °			Angolo d'inclinazione delle bielle compresse
$\cotg\theta = 2.50$			
$A_{sw, nec}/s = 0.32$ mm ² /mm			Area d'armatura trasversale necessaria

$A_{sw, nec}/s = 0.32$ mm ² /mm	$<$	1.05 mm ² /mm	$= A_{sw} / s$
--	-----	--------------------------	----------------

Verifica di duttilità 1.37 $<$ 4.53

Calcolo dell'inclinazione delle bielle compresse per l'armatura adottata

$\alpha = 90.00$ °	
$\theta_{reale} = 22.84$ °	
$\cotg\theta_{reale} = 2.37$	

Calcolo della resistenza a taglio per diversi valori della $\cotg\theta$

$\cotg\theta$	V_{Rsd} [kN]	V_{Rcd} [kN]	V_{Rd} [kN]
1.00	165.96	550.80	165.96
2.50	414.90	379.86	379.86
2.37	394.05	394.05	394.05

La resistenza a taglio è pari a:

$\cotg\theta_{calcolo} = 1.00$

$V_{Rsd} = 165.96 \text{ kN}$

$V_{Rcd} = 550.80 \text{ kN}$

$V_{Rd} = 165.96 \text{ kN}$

Verifica:

$V_{Rd} = 165.96 \text{ kN}$

>

128.10 kN

2.1.1.4 CORPO A – Verifica della parete di contenimento della trave “aerea” di fondazione

Per scongiurare movimenti del terreno in corrispondenza della zona interessata viene realizzata una parete in c.a., incastrata a tale trave, che ha lo scopo di resistere alla spinta del terreno retrostante. L'altezza di tale parete sarà di circa 1,70 m.

Si calcola la trave schematizzata come una mensola, soggetta alla spinta dovuta al terreno applicata ai 2/3 della luce e alla spinta sismica che viene calcolata con la teoria di Wood e viene applicata in mezzzeria.

$$F_{\gamma} (2/3 H) = \gamma H^2 K_0 / 2 = 18 \times 1.70^2 \times 0,53 / 2 = 13,79 \text{ kN}$$

$$F_{\gamma} (H/2) = \gamma H K_0 = 18 \times 0.30^2 \times 0,53 = 2,87 \text{ kN}$$

$$F_{\text{Seis}} (H/2) = (a_g/g) S \gamma H^2 = 0,1281 \times 1,6 \times 18 \times 1.70^2 = 10,66 \text{ kN}$$

Dallo schema si ottengono le seguenti sollecitazioni:

$$M_{Ed} = 29,08 \text{ kNm/m}$$

$$V_{Ed} = 27.32 \text{ kN/m}$$

2.1.1.4.1 Verifica a flessione

Si verifica la sezione del muro di sostegno di larghezza 1 metro.

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]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4,52	5
2	4,52	20

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

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 39,67 kN m

σ_c -14,17 N/mm²

σ_s 391,3 N/mm²

ε_c 3,5 ‰

ε_s 19,23 ‰

d 20 cm

x 3,08 x/d 0,154

δ 0,7

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 ‰ σ_{c,adm} 9,75

σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6

τ_{c1} 1,829

$$M_{Rd} / M_{Ed} = 39,67 / 29,08 = 1,36 > 1$$

Verifica soddisfatta

2.1.1.4.2 Verifica a taglio

Verifica a taglio:

$V_{sd} =$ **27.32** kN

Taglio sollecitante massimo

		n° barre	Φ	As	
Compressa	ordine inferiore	4	12	452	mm ²
	ordine superiore			0	mm ²
Tesa	ordine inferiore	4	12	452	mm ²
	ordine superiore			0	mm ²

Si riporta di seguito la verifica a taglio:

d=	200.00	mm	Altezza utile della sezione
b _w =	1000.00	mm	Base sezione
A _{sl} =	452.39	mm ²	Area armatura tesa
ρ_l =	0.00226		Rapporto geometrico acciaio-cla
N _{ed} =	0.00	kN	Azione assiale di progetto
σ_{cp} =	0.00	MPa	Compressione di progetto
f _{ck} =	32.00	MPa	Resistenza cilindrica caratteristica
f _{cd} =	18.13	MPa	Resistenza di calcolo a compressione
k=	2.00		
v _{min} =	0.56	MPa	
V _{Rd} =	112.00	kN/m	Resistenza al taglio senza armatura
V _{Rd} =	112.00	>	27.32 kN

VERIFICA SODDISFATTA: ARMATURA A TAGLIO MINIMA

2.1.1.5 CORPO A – Verifica dell'architrave a sostegno del varco di accesso alla basilica storica

Si realizza un'architrave in c.a. in corrispondenza del varco di accesso alla basilica storica, la luce netta dell'apertura è di circa 1 metro. Il carico totale che insiste nell'area di interesse viene ricavato dal modello numerico, considerando la massima pressione rilevata sul terreno e moltiplicata per lo spessore della fondazione modellata. Si considera la combinazione più gravosa:

$$Q_{\max} = 0,148 \times 1500 = 222 \text{ kN/m}$$

Si schematizza la trave come semplicemente appoggiata e luce pari a 1,25 m.

$$M_{Ed} = 43,36 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 138,75 \text{ kN}$$

2.1.1.5.1 Verifica a flessione

La sezione dell'architrave è rettangolare di dimensioni 60x35cm armata con 4φ16 longitudinali.

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]
1	60	35

N°	As [cm²]	d [cm]
1	8,04	5
2	8,04	30

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

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 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

M_{xRd} 88,6 kNm
σ_c -14,17 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_s 3,5 ‰
ε_s 18,2 ‰
d 30 cm
x 4,839 x/d 0,1613
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 Deviata

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

$$M_{Rd} / M_{Ed} = 88,60 / 43,36 = 2,04 > 1$$

Verifica soddisfatta

2.1.1.5.2 Verifica a taglio

Si riporta la verifica della sezione, armata con staffe ϕ 10.

Calcestruzzo

Copriferro minimo netto

C25/30

$c = 50$ mm

Resistenza cubica caratteristica

$R_{ck} = 40$ MPa

Resistenza cilindrica caratteristica

$f_{ck} = 32$ MPa

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo

$\gamma_c = 1.50$

α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata

$\alpha_{cc} = 0.85$

Resistenza media a compressione $f_{cm} = f_{ck} + 8$ (11.2.2)

$f_{cm} = 40.00$ MPa

Resistenza media a traz. semplice $f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$ (11.2.10.2)

$f_{ctm} = 3.02$ MPa

Resistenza caratt. a traz. semplice $f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$ (11.2.10.2)

$f_{ctk} = 2.12$ MPa

Resistenza di progetto a traz. semplice f_{ctk}/γ_c (4.1.2.1.2)

$f_{ctd} = 1.41$ MPa

Resistenza media a traz. per flessione $f_{cfm} = 1.2 f_{ctm}$ (11.2.10.2)

$f_{cfm} = 3.63$ MPa

Resistenza caratt. a traz. per flessione $f_{cfk} = 0.7 f_{cfm}$ (11.2.10.2)

$f_{cfk} = 2.54$ MPa

Resistenza di calcolo a comp. $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$ (4.1.2.1.1)

$f_{cd} = 18.13$ MPa

$h = 1$ per barre di diametro minore uguale a 32mm

1.00

Tensione tangenziale caratt. di aderenza acciaio-cla (4.1.8)

$f_{bk} = 2.25 h f_{ctk} = 4.76$ MPa

Tensione tangenziale di calcolo di aderenza acciaio-cla (4.1.7)

$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 3.18$ MPa

Tensione tangenziale di calcolo in zona tesa o in presenza di barre molto addensate

$f_{bd,red} = f_{bd} / 1.5 = 2.12$ MPa

Modulo elastico $E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3}$ (11.2.10.3)

$E_{cm} = 33346$ MPa

Acciaio:

B450C

Tensione di snervamento caratteristica

$f_{yk} = 450$ MPa

Tensione di rottura caratteristica

$f_{tk} = 540$ MPa

γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio

$\gamma_s = 1.15$

Tensione di snervamento di progetto $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ (4.1.6)

$f_{yd} = 391.3$ MPa

Modulo elastico

$E_s = 200000$ MPa

Verifica a taglio:

$V_{Sd} = 138.75$ kN

Taglio sollecitante massimo

		Taglio sollecitante massimo			
		n° barre	Φ	As	
Compressa	ordine inferiore	4	16	804	mm ²
	ordine superiore			0	mm ²
Tesa	ordine inferiore	4	16	804	mm ²
	ordine superiore			0	mm ²

Si riporta di seguito la verifica a taglio:

$d = 300.00$ mm

Altezza utile della sezione

$b_w =$	600.00	mm	Base sezione
$A_{sl} =$	804.25	mm ²	Area armatura tesa
$\rho_l =$	0.00447		Rapporto geometrico acciaio-clt
$N_{ed} =$	0.00	kN	Azione assiale di progetto
$\sigma_{cp} =$	0.00	MPa	Compressione di progetto
$f_{ck} =$	32.00	MPa	Resistenza cilindrica caratteristica
$f_{cd} =$	18.13	MPa	Resistenza di calcolo a compressione
$k =$	1.82		
$v_{min} =$	0.48	MPa	
$V_{Rd} =$	87.25	kN/m	Resistenza al taglio senza armatura

Si dispone la seguente armatura (a metro):

Staffe	ϕ [mm]	n_{bracci}	s [mm]	A_{sw} [mm ²]	A_{sw} / s [mm ² /mm]
	10	2	150	157.08	1.05

Nel modello a traliccio si assume un'inclinazione del puntone compresso pari a 45°.

$v =$	0.50				
$\alpha_c =$	1.00				Coefficiente maggiorativo (4.1.2.1.3.2)
$V_{Rcd} =$	734.40	kN			Resistenza di calcolo a "taglio compressione", per $q = 45^\circ$
$V_{sd} =$	138.75	kN	$<$	734.40	kN $= V_{Rcd}$
$\alpha =$	90.00	°			Angolo di inclinazione delle armature a taglio
$\theta =$	21.80	°			Angolo d'inclinazione delle bielle compresse
$\cotg\theta =$	2.50				
$A_{sw, nec}/s =$	0.53	mm ² /mm			Area d'armatura trasversale necessaria
$A_{sw, nec}/s =$	0.53	mm ² /mm	$<$	1.05	mm ² /mm $= A_{sw} / s$
Verifica di duttilità	0.68		$<$	4.53	

Calcolo dell'inclinazione delle bielle compresse per l'armatura adottata

$\alpha =$	90.00	°
$\theta_{reale} =$	15.93	°
$\cotg\theta_{reale} =$	3.50	

Calcolo della resistenza a taglio per diversi valori della $\cotg\theta$

$\cotg\theta$	V_{Rsd} [kN]	V_{Rcd} [kN]	V_{Rd} [kN]
1.00	110.64	734.40	110.64
2.50	276.60	506.48	276.60
-	-	-	-

Calcolo della resistenza a taglio fuori la zona critica:

La resistenza a taglio è pari a:	$\cotg\theta_{calcolo} =$	2.50
$V_{Rsd} =$	276.60	kN
$V_{Rcd} =$	506.48	kN

$$V_{Rd} = 276.60 \text{ kN}$$

Verifica:

$$V_{Rd} = 276.60 \text{ kN}$$

>

$$138.75 \text{ kN}$$

2.1.1.5.3 Verifica di deformazione

Si valuta la freccia massima, considerando gli effetti di viscosità nel calcestruzzo.

CALCOLO DELLA FRECCIA

Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo

Classe del calcestruzzo		C25/30	
Resistenza cubica caratteristica	R_{ck}	30.00	N/mm ²
Resistenza cilindrica caratterisitca	f_{ck}	24.90	N/mm ²
Resistenza cilindrica media	f_{cm}	32.90	N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	2.56	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	1.79	N/mm ²
Modulo di elasticità	E_{cm}	31447	N/mm ²
Coperiferro	c	50	mm

Caratteristiche meccaniche dell'acciaio

Acciaio		B450C	
Resistenza a snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Resistenza a rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Modulo di elasticità	E_s	210000	N/mm ²

Caratteristiche geometriche della sezione

Base	B	600	mm
Altezza	H	350	mm
Altezza utile	d	300	mm

Armatura	Numero	Diametro [mm]	Area [mm ²]
Superiore	4	ϕ 16	804
Inferiore	4	ϕ 16	804

Freccia istantanea

Coefficiente di omogeneizzazione	n	6.68
Caratteristiche geometriche	(ricavate con il programma V.C.A.S.L.U. del prof. Gelfi)	

Sezione	Asse neutro	Momento d'inerzia
Interamente reagente	175 mm	2.30E+09 mm ⁴
Fessurata	112.9 mm	1.17E+08 mm ⁴

Momento di prima fessurazione	M_{cr}	33.67	kNm
Momento sollecitante massimo	$M_{Ed,max}$	43.36	kNm

Freccia sezione int. reagente:	Fibre tese superiori	$f_{l,sup}$	0.1	mm
Freccia sezione fessurata:	Fibre tese superiori	$f_{ll,sup}$	1.6	mm
Parametro beta		β	1.0	
Tension stiffening:	Fibre tese superiori	x_{sup}	0.397	mm
Freccia:	Fibre tese superiori	f_{sup}	0.7	mm

Freccia a lungo termine

Fdimensione fittizia	h_0	350	mm
Coefficiente di viscosità	f	3.81	
Modulo elastico efficace	$E_{c,eff}$	6538	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{infinito}$	32.12	
Caratteristiche geometriche	(ricavate con il programma V.C.A.S.L.U. del prof. Gelfi)		

Sezione	Asse neutro	Momento d'inerzia
Interamente reagente	175 mm	2.95E+09 mm ⁴
Fessurata	67 mm	1.94E+09 mm ⁴

Momento sollecitante minimo	$M_{Ed,min}$	43.36	kNm
Momento sollecitante massimo	$M_{Ed,max}$	43.36	kNm
Freccia sezione int. reagente:	Fibre tese superiori	$f_{l,sup}$	0.3 mm
Freccia sezione fessurata:	Fibre tese superiori	$f_{ll,sup}$	0 mm
Parametro beta		β	1.0
Tension stiffening :	Fibre tese superiori	x_{sup}	0.397 mm
Freccia:	Fibre tese superiori	f_{sup}	0.4 mm

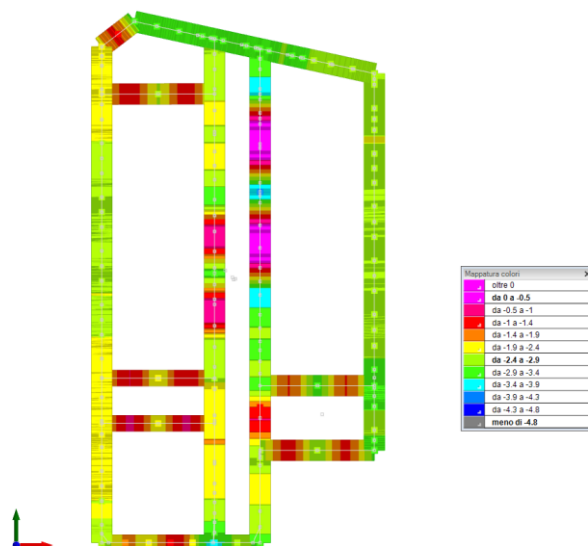
Il valore della freccia finale è pari a 0.4 mm < L/1000 = 1.25 mm

verifica soddisfatta

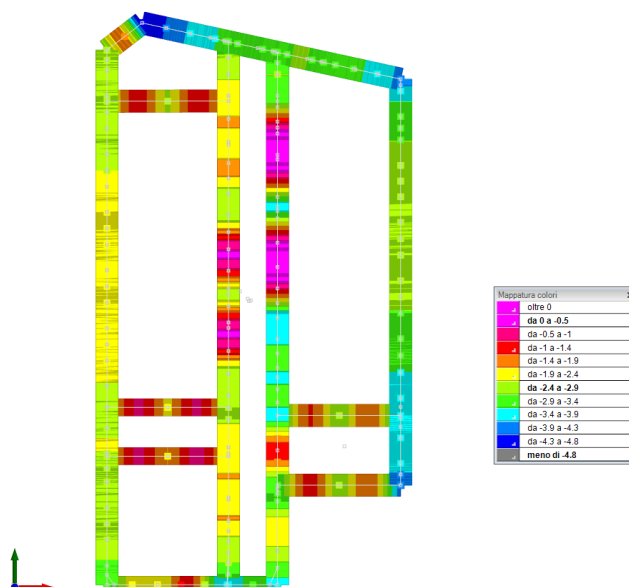
2.1.2 CORPO B

Non essendo state svolte indagini, si stima che le fondazioni siano state realizzate similmente al corpo A, ringrossando la parete di muratura per 30 cm lateralmente. Si valuta la capacità portante a profondità 2 m, coerentemente con quanto svolto in fase di progettazione esecutiva.

Le pressioni massime sul terreno in condizioni statiche (SLU) sono pari a $q_{SLU} = 3.76 \text{ daN/cm}^2$



Le pressioni massime sul terreno in condizioni sismiche (SLV) sono pari a $q_{SLV} = 4.81 \text{ daN/cm}^2$



Si riporta il calcolo della capacità portante ai carichi verticali:

Caratteristiche del terreno

Angolo di attrito	30	°
Coesione	0	daN/m ²
Peso di volume saturo	1800	daN/m ³
Peso di volume immerso	800	daN/m ³
Falda a piano campagna:	No	

Caratteristiche della fondazione

Base	180	cm
Altezza	200	cm
Sovraccarico	0	daN/m ²

Fattori di capacità portante

N _c	30.14
N _q	18.40
N _γ	20.09

Capacità portante

gamma	2.3
Capacità ultima	9.88 daN/cm ²
Capacità portante	4.30 daN/cm ²

Rapporto tra la pressione massima sul terreno e la capacità portante calcolata è pari a : $\zeta_v = 1.14 > 1$

La verifica è soddisfatta.

Si riporta il calcolo della capacità portante nei confronti delle sollecitazioni sismiche:

Caratteristiche del terreno

Angolo di attrito	30	°
Coesione	0	daN/m ²
Peso di volume saturo	1800	daN/m ³
Peso di volume immerso	800	daN/m ³
Falda a piano campagna:	No	

Parametri sismici

a _g	0.1281	g
S _s	1.60	
S _T	1.00	

Fattori correttivi sismici

k _h	0.205
z _c	0.934
z _q	0.858
z _γ	0.858

Caratteristiche della fondazione

Base	180	cm
Altezza	200	cm
Sovraccarico	0	daN/m ²

Fattori di capacità portante

N _c	30.14
N _q	18.40
N _γ	20.09

Capacità portante

gamma	1.8
Capacità ultima	8.47 daN/cm ²
Capacità portante	4.71 daN/cm ²

Rapporto tra la pressione massima sul terreno e la capacità portante calcolata è pari a : $\zeta_E = 0.98 > 0.60$

La verifica è soddisfatta.