

REGIONE
TOSCANA



DIREZIONE DELLE POLITICHE MOBILITA'
INFRASTRUTTURE E TRASPORTO
PUBBLICO LOCALE

SRT 69 DI VAL D'ARNO VARIANTE IN RIVA DESTRA

LOTTO 4 - STRALCIO 1

CITTA' METROPOLITANA DI FIRENZE
COMUNE DI FIGLINE E INCISA VAL D'ARNO



PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE

TAVOLA N°
E.01.04.00

NOME FILE:

Riferimenti amministrativi

PRATICA N.

R.U.P.: Ing. Antonio De Crescenzo

SCALA:

Data revisione elaborato:
Settembre 2021

PROGETTISTA:

BF INGEGNERIA

Studio Tecnico Associato

VIA VASCO DE GAMA N. 89/91
50127 FIRENZE
TEL. 055 5271699 FAX 178 2201247
E-MAIL : BFINGEGNERIA@GMAIL.COM

Ing. Simone Faelli

COLLABORATORI:

COORDINATORE DELLA
SICUREZZA IN FASE DI
PROGETTAZIONE:

SETTORE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE VIABILITA' REGIONALE
FIRENZE - PRATO - PISTOIA

<u>1. VERIFICA STRUTTURALE MURI PERIMETRALI IN C.A.....</u>	<u>2</u>
1.1. RELAZIONE GENERALE DELL'INTERVENTO A1	2
1.2. MATERIALI IMPIEGATI A4	3
1.1. RELAZIONE DI CALCOLO A8	4
<u>2. VERIFICA STRUTTURALE RETE PARASASSSI</u>	<u>33</u>
2.1. RELAZIONE GENERALE DELL'INTERVENTO A1	33
2.1. RELAZIONE MATERIALI IMPIEGATI A4	34
2.1. RELAZIONE DI CALCOLO A8	34

1. VERIFICA STRUTTURALE MURI PERIMETRALI IN C.A.

1.1. RELAZIONE GENERALE DELL'INTERVENTO A1

La seguente relazione strutturale è relativa al progetto ed alla verifica dei muri in calcestruzzo armato posti lungo il perimetro della nuova rotatoria di progetto.

L'inserimento della nuova rotatoria di progetto e della corsia di svolta dedicata ha comportato la modifica degli elementi strutturali che sorreggono il corpo stradale dell'attuale intersezione. In particolare il progetto prevede la realizzazione di nuovi muri, nella maggior parte dei casi da porsi in affiancamento a quelli che attualmente sorreggono il corpo stradale in modo da permettere l'inserimento della nuova intersezione di progetto, rotatoria con diametro esterno incrementato, tali nuovi muri verranno realizzati sul ramo di via Amendola proveniente da Firenze lungo il suo margine rivolto verso il viadotto ferroviario e in corrispondenza dell'angolo tra via Amendola lato Arezzo e via Toti ove il muro fa da separazione con il campo sportivo.

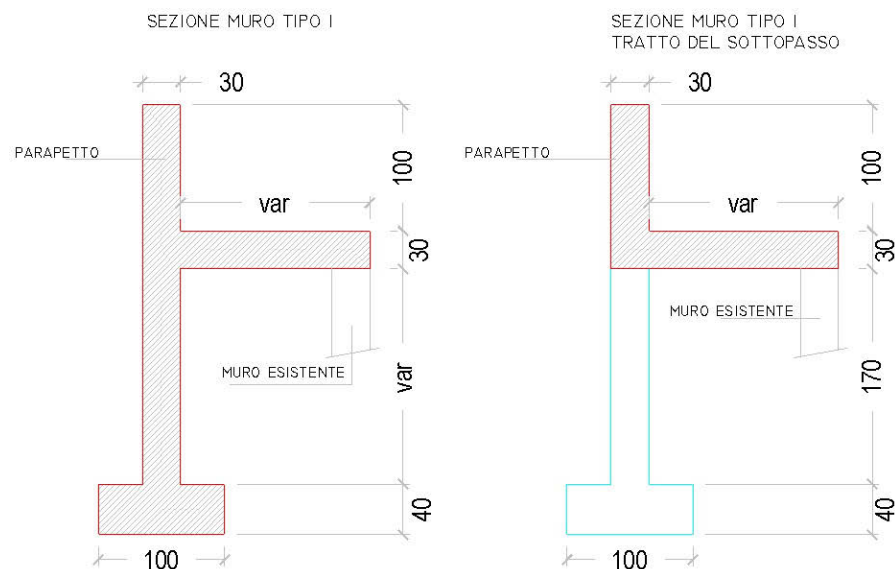
Inoltre la necessità di restare il più possibile aderenti agli ostacoli presenti lungo il margine stradale, quali piloni del viadotto ferroviario e il traliccio della linea di alta tensione, dettata dalle posizioni delle viabilità afferenti al nodo, ha reso necessario pensare a delle protezioni da tali ostacoli, il tutto in modo da incrementare la sicurezza della intersezione esistente.

Per quanto riguarda i due piloni del viadotto ferroviario posti ai margini dell'anello dalla rotatoria e della nuova corsia di svolta dedicata si è scelto di realizzare dei muri in calcestruzzo armato alti 1 m dal piano stradale aventi la funzione di barriera redirettiva di un veicolo in svio, proteggendo lo stesso veicolo da un possibile impatto con gli spigoli dei piloni del viadotto, tale barriera incrementa notevolmente le condizioni di sicurezza attuali dove i due piloni non risultano protetti. Per quanto riguarda la protezione dal traliccio dell'alta tensione, anche in questo caso si è scelto di incrementare le condizioni di sicurezza attuali realizzando un muro in calcestruzzo armato alto 1 m dal piano stradale questo è posto lungo il margine esterno del marciapiede ed ha la funzione di barriera redirettiva del veicolo in svio, in tale tratto il muro, oltre ad assolvere alla suddetta funzione di barriera, ha la funzione di sostenere il rilevato stradale coprendo il dislivello tra il piano di campagna e quello stradale. Il nuovo muro è posto ad una distanza minima dai montanti del traliccio dell'alta tensione pari a 1 m.

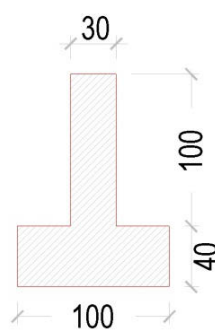
Per quanto descritto in precedenza si distinguono all'interno del progetto due tipologie di opere:

- La prima tipologia è costituita da un muro di altezza massima complessiva fuori terra di 3 m realizzato parallelamente al muro esistente che sostiene il rilevato stradale. Il collegamento tra i due muri viene realizzato tramite una soletta anch'essa in c.a. gettata in opera che realizzerà l'allargamento della piattaforma, tale soletta risulterà di larghezza variabile visto che la distanza tra i due muri quello di progetto e quello esistente risulta variabile. Anche

l'altezza del nuovo muro di progetto sarà variabile poiché il piano viario presenta variazioni di quota, nella presente relazione è stata considerata l'altezza massima di 2 metri, si veda la figura sottostante. All'interno del muro è inoltre presente un varco che permette di sottopassare la strada, di larghezza circa 2.50 m in questo tratto la soletta viene appoggiata sul muro esistente e sarà sostenuta dal parapetto che assumerà la funzione di trave.



- La seconda tipologia riguarda i muretti di ritenuta più bassi, alti 1 m e posti lungo il margine stradale, si veda l'immagine seguente:



1.2. MATERIALI IMPIEGATI A4

I muri saranno realizzati tutti in c.a. gettato in opera con i seguenti materiali:

Calcestruzzo C32/40

- classe di esposizione XC4 ciclicamente asciutto e bagnato
- max rapporto a/c 0.5

Acciaio B450C

1.1. RELAZIONE DI CALCOLO A8

AZIONI SULLA STRUTTURA

Azioni statiche

G1 – carichi permanenti strutturali

Sono stati considerati i pesi propri della struttura in c.a.

G2 – carichi permanenti non strutturali

Si è considerato un carico uniformemente distribuito sopra la soletta in calcestruzzo di 0.65 kN/m^2

Q – carichi accidentali

Si è considerato su tutta la soletta un carico uniformemente distribuito di 5 kN/m^2 rappresentativo della folla secondo lo schema di carico 5 delle NTC 2018 paragrafo 5.1.3.3.5

Ad – azione eccezionale

È stato considerato un carico concentrato pari a 100 kN in direzione orizzontale applicato alla sommità del muro di ritenuta, inoltre è stato considerato un carico concentrato verticale applicato sulla soletta di 200 kN secondo lo schema di carico 2 delle NTC 2018 paragrafo 5.1.3.3.5

Azioni sismiche

Per quanto riguarda le azioni sismiche si rimanda ai paragrafi successivi.

Azioni del terreno

Per quanto riguarda le azioni del terreno si rimanda ai paragrafi successivi.

METODO DI CALCOLO

Azioni sollecitanti

Il muro viene progettato applicando le prescrizioni normative imposte dal D.M. 17.01.2018, quindi tutti gli interventi vengono eseguiti in accordo a quanto previsto da entrambi per quanto concerne la valutazione degli effetti del sisma.

In primo luogo, si utilizza - come già indicato in premessa - la nuova classificazione sismica del territorio nazionale e regionale, secondo la quale il comune di Figline V.no ricade in zona di categoria 3.

In secondo luogo, si utilizza per il progetto e la verifica delle strutture il metodo semiprobabilistico degli Stati Limite, facendo riferimento a diversi livelli di impegno delle strutture. In particolare si considereranno varie combinazioni di carico, suddivise in più gruppi:

1. Verifica allo Stato Limite Ultimo (S.L.U.) in campo statico;
2. Verifica agli Stati Limite di Esercizio (S.L.E.) in campo statico;
3. Verifica S.L.U. in campo sismico;
4. Verifica degli spostamenti allo Stato Limite di Danno (S.L.D.) in fase sismica.

Vita nominale e classi d'uso

La vita nominale di un'opera strutturale VN è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I del DM2008 e deve essere precisata nei documenti di progetto. Nel seguente progetto in accordo con la committenza si è scelto una vita nominale dell'opera:

VN \geq 50 anni

Per quanto riguarda la classe d'uso il DM 2008 prescrive che in presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

In accordo con la committenza si è scelto una Classe d'uso III

Fase statica

Le azioni sollecitanti che derivano dal calcolo vengono confrontate con le capacità resistenti dei vari elementi, determinate secondo i criteri della Scienza e Tecnica delle Costruzioni; le azioni sollecitanti vengono determinate combinando le azioni permanenti ed accidentali con la seguente relazione:

$$S_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot \left(Q_{1k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{0j} \cdot Q_{jk}) \right) \text{ dove:}$$

G_k valore caratteristico delle azioni permanenti

Q_{1k} valore caratteristico dell'azione accidentale principale

Q_{jk} valori caratteristici delle altre azioni accidentali tra loro indipendenti

Il valore di γ_g e γ_q variano a seconda dello stato limite considerato e del tipo di carico.

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

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

ψ_{0j} coefficiente di contemporaneità per le altre azioni accidentali tra loro indipendenti; che nel nostro caso assume i seguenti valori:

0.7 abitazioni, uffici, negozi, ambienti aperti al pubblico, autorimesse

0.5 neve

Fase sismica

Le azioni sollecitanti che derivano dal calcolo vengono confrontate con le capacità resistenti dei vari elementi, determinate secondo i criteri della Scienza e Tecnica delle Costruzioni; le azioni sollecitanti vengono determinate combinando le azioni permanenti ed accidentali e gli effetti del sisma con la seguente relazione:

$$S_d = \cdot E + G_k + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ik})$$

dove i simboli hanno il significato riportato nel prospetto precedente ed inoltre è:

E azione sismica per lo S.L. in esame;

i valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella tabella precedente per i carichi statici

Gli effetti dell'azione sismica vengono valutati tenendo conto delle masse determinate con la seguente relazione:

$$G_k + \sum_{j=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ik})$$

dove il coefficiente ψ_{2j} è un fattore di contemporaneità tra azioni accidentali pari al valore riportato nelle tabelle precedenti.

Fattore di struttura

La struttura è stata progettata in classe di duttilità bassa CD"B", in accordo con le prescrizioni del paragrafo 7.3.1 del D.M. 2018.

Si assume comunque un fattore di struttura ridotto ovvero:

$$q=1.5$$

Spettri di progetto

Vengono valutate le azioni sismiche con riferimento a differenti Stati Limite, sia di tipo "Ultimo" sia di tipo "di Esercizio". In particolare la normativa del 2018 prevede 4 differenti stati limite associati a differenti probabilità di raggiungimento e/o superamento durante la vita utile di progetto della struttura, che sono:

- SLC – Stato Limite di Collasso: a seguito del sisma la struttura subisce gravi danni e crolli di componenti non strutturali ed impiantistici, ma conserva un margine di sicurezza rispetto alle azioni verticali ed un ridotto margine di sicurezza rispetto al collasso per azioni orizzontali.
- SLV – Stato Limite di Salvaguardia della Vita: a seguito del sisma la struttura subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici cui si associa significativa perdita di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; conserva una parte della resistenza e rigidità alle azioni verticali ed un margine di sicurezza rispetto al collasso per azioni orizzontali
- SLD – Stato Limite di Danno: a seguito del sisma la costruzione nel suo complesso – ivi incluse parti non strutturali ed impianti – subisce danni tali da non compromettere in modo significativo la capacità di resistenza e rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontale, mantenendosi utilizzabile eccetto parte delle apparecchiature.
- SLO – Stato Limite di Operatività: a seguito del sisma la costruzione nel suo complesso – ivi incluse parti non strutturali ed impianti – non deve subire né danni né interruzioni di uso significativi.

Probabilità di superamento del S.L. nel periodo di vita di riferimento della struttura:

- | | |
|-------|-----|
| • SLO | 81% |
| • SLD | 63% |
| • SLV | 10% |
| • SLC | 5% |

I valori dell'accelerazione spettrale di riferimento per i vari tipi di S.L. sono determinati tramite la variabilità dei parametri fondamentali della curva dello spettro di riferimento, come riportato ai paragrafi seguenti, in funzione delle coordinate geografiche del sito di progetto, della vita utile presunta della struttura, della classe e categoria di importanza e di servizio della struttura stessa, del tipo di suolo e della configurazione topografica del sito di costruzione etc. etc.

I parametri fondamentali, in funzione di questi dati sono i seguenti:

- a_g accelerazione di picco al suolo
- F_0 massima ordinata spettrale
- T^*C periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Tutti gli altri parametri che descrivono lo spettro di progetto sono parametri dipendenti espressi in funzione di questi valori.

Parametri di modellazione azioni sismiche

Nel caso in esame, la costruzione è un ampliamento di un edificio che attualmente ha destinazione residenziale, posto nel Comune di Firenze, quindi le caratteristiche principali sono riportate nel seguito.

Conversione Coordinate:

Tipo di Costruzione:	\Rightarrow	vita nominale	$VN \geq 50$ anni
Classe di uso>	III \Rightarrow	coefficiente di uso	$CU = 1.50$
Periodo di riferimento per l'azione sismica:			$VR = VN \cdot CU = 75$ anni
Categoria di suolo:	C		
Categoria topografica:	T1		

Sulla base di quanto disposto dal D.M. 2018 si ricavano i parametri principali per i vari S.L., che si riportano nella tabella seguente:

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.144 g
F_0	2.398
T_C^*	0.306 s
S_S	1.493
C_C	1.552
S_T	1.000
q	1.500

COMPONENTE ORIZZONTALE

L'azione sismica di progetto è data dallo spettro di progetto per la componente orizzontale dell'azione sismica, valutato a partire dallo spettro di risposta elastico di normativa tramite il fattore di

struttura q (si ottiene cioè dallo spettro elastico sostituendo al valore η il fattore $1/q$ e semplificando).

Nel nostro caso, per un suolo di categoria "C"z, si ha:

$$0 \leq T < T_B$$

$$S_d(T) =$$

$$T_B \leq T < T_C$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left(\frac{F_o}{q} \right)$$

$$T_C \leq T < T_D$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{F_o}{q} \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{F_o}{q} \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

dove:

- a_g accelerazione orizzontale massima al suolo per il sito considerato
- F_o fattore di massima amplificazione spettrale
- q fattore di struttura

sono definiti al paragrafo precedente, mentre gli altri parametri, detti "parametri dipendenti" sono definiti nel seguito.

- $T_C = CC \times T^*C$ Periodo di inizio tratto a velocità costante dello spettro
- $T_B = T_C / 3$ Periodo di inizio tratto ad accelerazione costante dello spettro
- $T_D = 1.6 + 4.0 \times a_g/g$ Periodo di inizio tratto a spostamento costante dello spettro
- S Coefficiente che tiene conto della categoria del suolo $S = S_S \cdot S_T$

essendo:

- S_s coefficiente di stratigrafia
- S_T coefficiente di topografia
- CC coefficiente funzione del tipo di sottosuolo.

I valori dei coefficienti S_S , CC ed S_T sono ottenuti in funzione del tipo di suolo e della categoria topografica dalle seguenti relazioni, valide per tutti i valori dei parametri indipendenti a_g , F_o e T^*C .

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1.00	1.00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_o \cdot a_g/g \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T^*C)^{-0.20}$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_o \cdot a_g/g \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T^*C)^{-0.33}$

D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 \cdot F_o \cdot a_g / g \leq 1.80$	$1.25 \cdot (T^*c)^{-0.50}$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_o \cdot a_g / g \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T^*c)^{-0.40}$

Categoria topografica	Ubicazione opera o intervento	S_T
T1	---	1.00
T2	<i>In corrispondenza di sommità di pendio</i>	1.20
T3	<i>In corrispondenza di cresta di rilievo</i>	1.20
T4	<i>In corrispondenza di cresta di rilievo</i>	1.40

COMPONENTE VERTICALE

L'azione sismica di progetto è data dallo spettro di progetto per la componente verticale dell'azione sismica, valutato a partire dallo spettro di risposta elastico di normativa tramite il fattore di struttura q, che si assume pari a 1.5. Nel nostro caso, per un Suolo di categoria "C", si ha:

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{F_v}{q} - 1 \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left(\frac{F_v}{q} \right)$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{F_v}{q} \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{F_v}{q} \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

dove:

$$F_v = 1.35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0.5} \quad \text{Fattore di massima amplificazione spettrale}$$

$S = SS \cdot ST$ dove $SS = 1.00$ per tutti i tipi di suolo ed ST ha i valori riportati nella tabella relativa alla componente orizzontale dello spettro

$T_B = 0.05$ s per tutti i tipi di suolo

$T_C = 0.15$ s per tutti i tipi di suolo

$T_D = 1.00$ s per tutti i tipi di suolo

$q = 1.50$ fattore di struttura per azione sismica verticale per tutti i casi

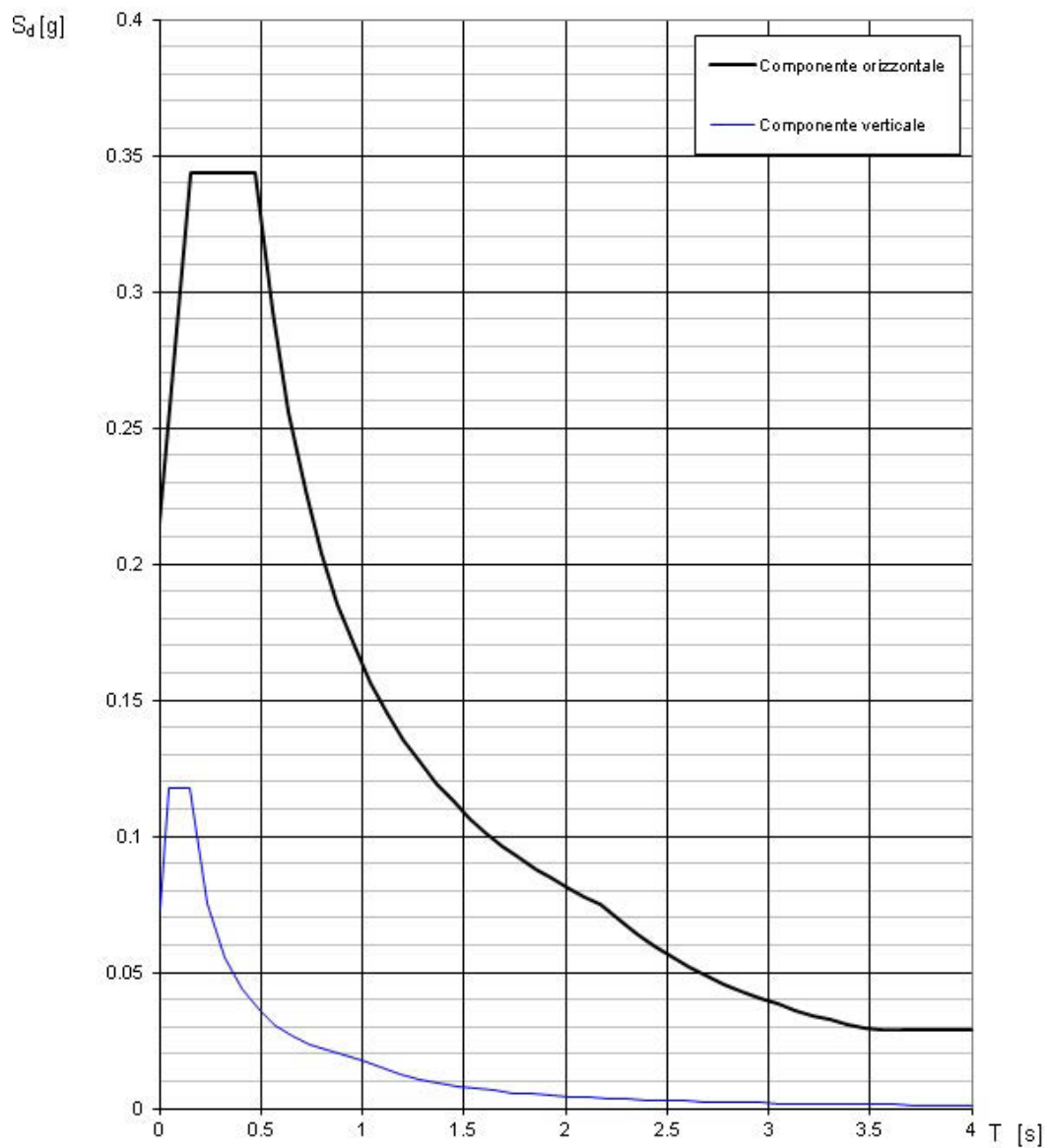
Applicazione e calcolo degli spettri

A seconda dello stato limite di riferimento, come già accennato in precedenza, variano i valori dei parametri fondamentali, in funzione dei quali sono espressi tutti gli altri parametri che definiscono i vari tipi di spettri da usare per l'analisi agli S.L.U. o agli S.L.E.

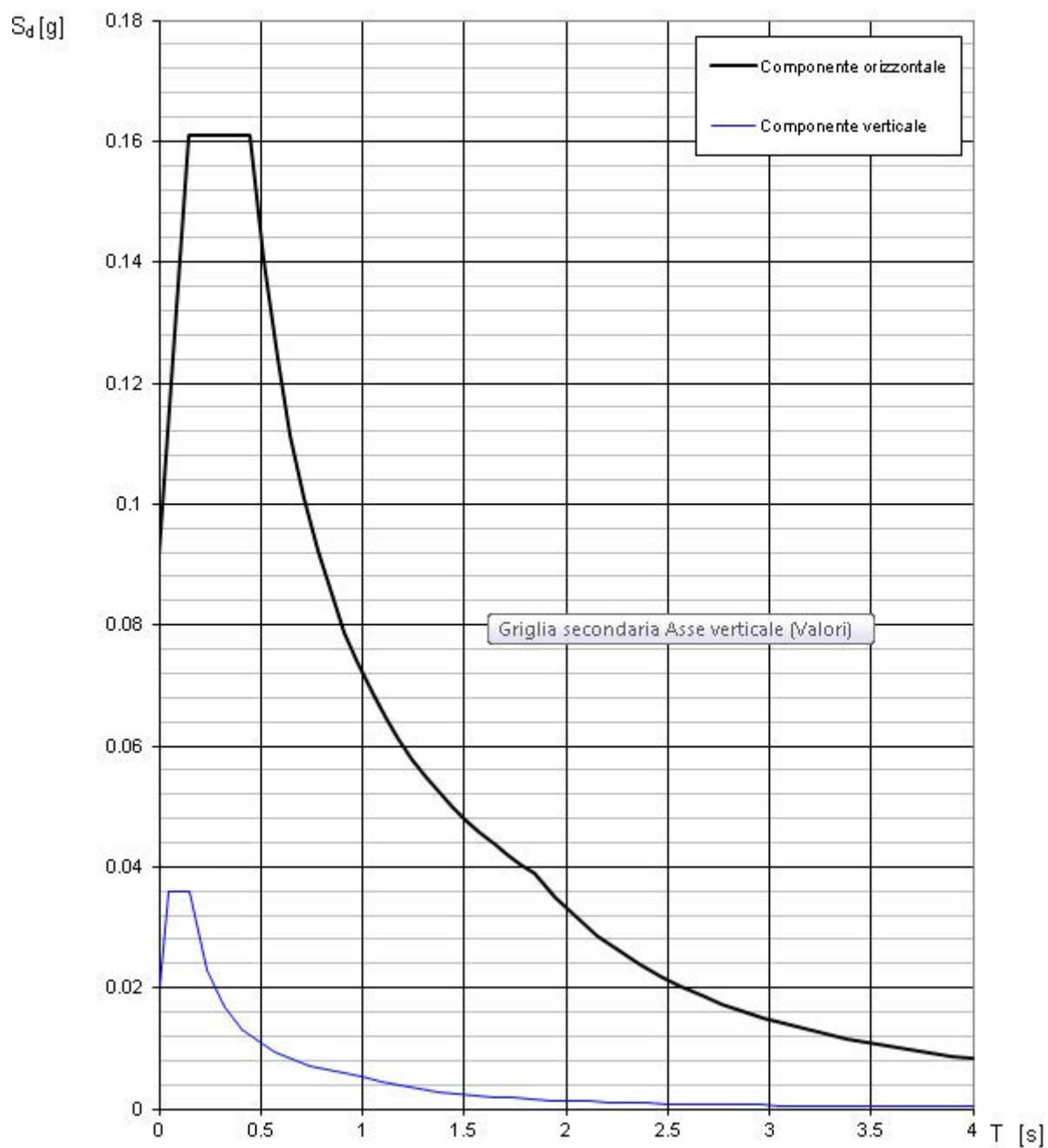
Si riportano nel seguito i grafici ed i valori di ordinata spettrale per gli spettri SLV e ed SLD utilizzati nell'analisi della struttura in condizioni sismiche.

Spettro SLV – grafico e parametri

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD



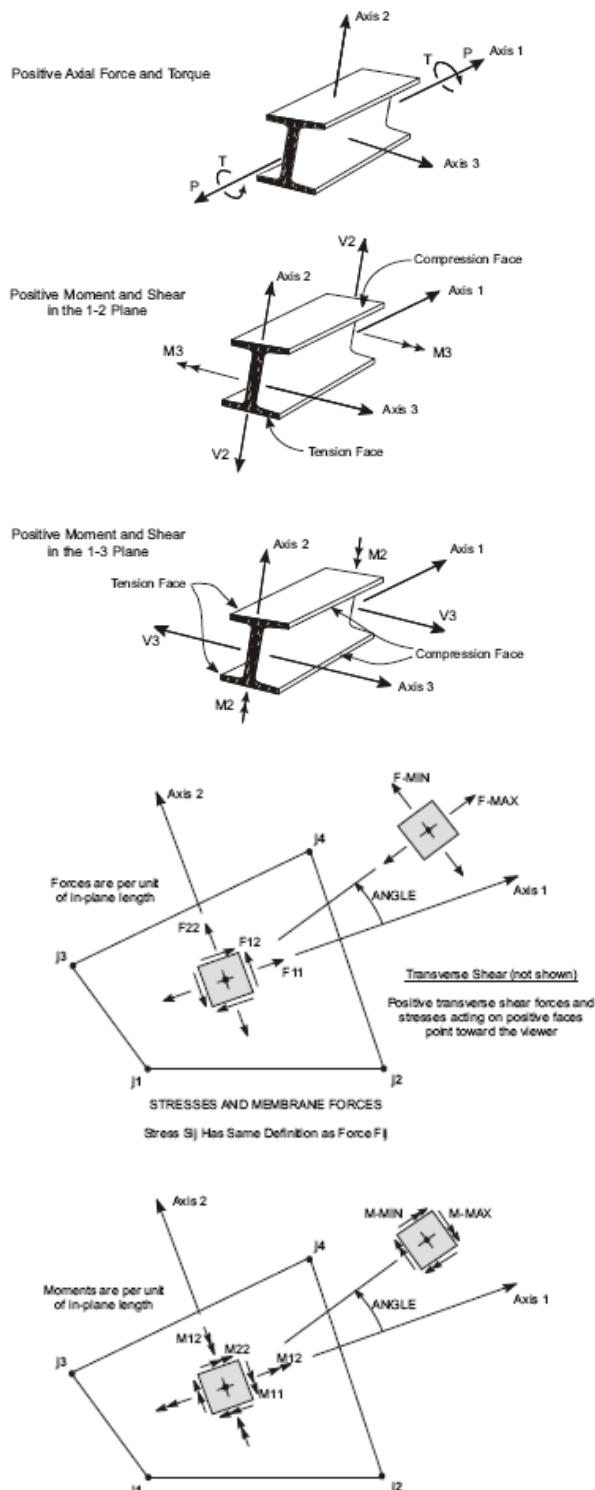
Modellazione numerica della struttura

Si esegue il calcolo del corpo di fabbrica mediante un modello tridimensionale ad E.F. della struttura realizzato col codice di calcolo SAP2000 prodotto da CSI-Berkley (USA). La struttura è stata modellata utilizzando per i *pilastri* e per le *travi* elementi tipo "frame", ovvero elementi monodimensionali tipo asta, definiti mediante due nodi "i" e "j" posti alle estremità e dotati di varie proprietà (sezione, orientamento nello spazio etc.) ed in particolare di una terna cartesiana locale di riferimento, destrorsa, il cui asse 1 coincide con l'asse dell'elemento. In particolare il programma distingue - in fase di modellazione - tra elementi tipo "trave" e tipo "pilastro", cui in fase post-calcolo vengono applicati i diversi criteri di verifica previsti dalla normativa utilizzata. Le *pareti* in c.a. di controvento sismico sono state modellate utilizzando elementi bidimensionali tipo "shell", definiti da quattro nodi i,j,k,l, posti agli angoli di ogni singolo elemento e caratterizzati da comportamento flessionale e uno spessore costante. Anche tali elementi hanno una terna locale cartesiana destrorsa, in cui l'asse 3 coincide con la normale al piano medio dell'elemento, nonché proprietà di massa e rigidezza funzione delle caratteristiche del materiale e della geometria del singolo elemento.

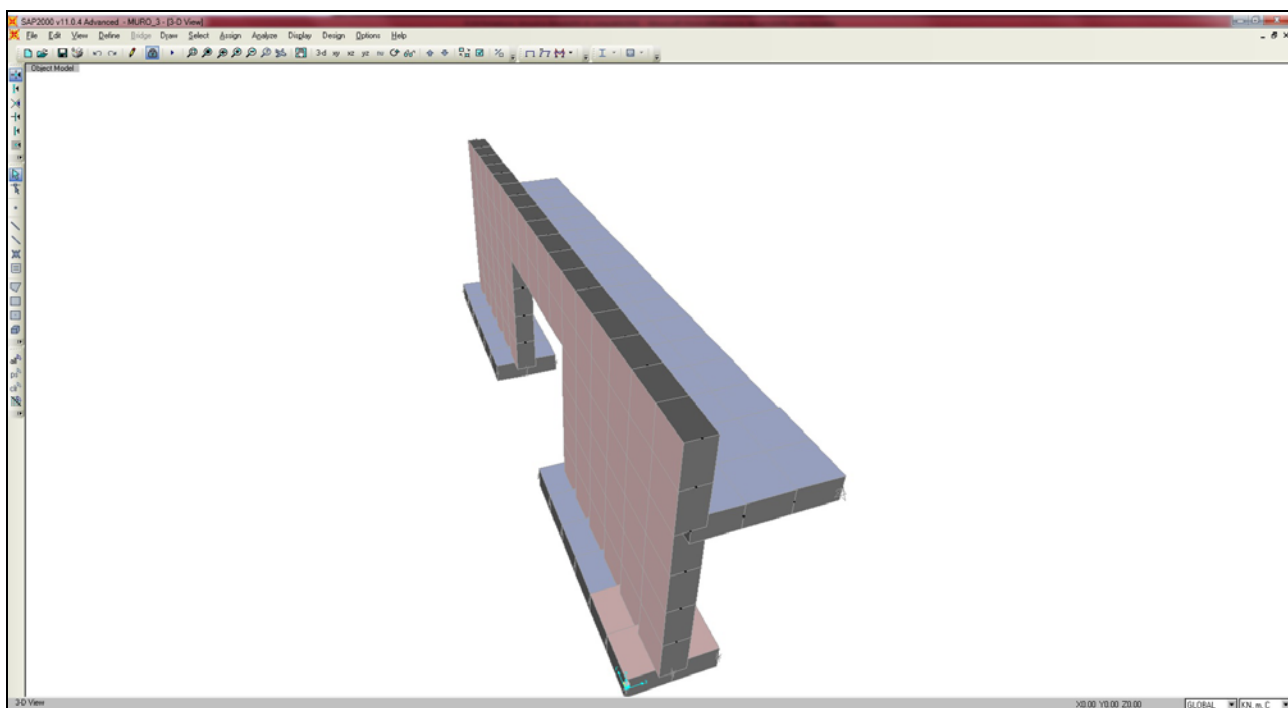
La *struttura di fondazione* è stata modellata utilizzando elementi bidimensionali tradizionali, - a tre e quattro nodi - caratterizzati da comportamento flessionale e/o membranale e da uno spessore costante, che hanno un sistema di riferimento locale dato da una terna cartesiana destrorsa in cui l'asse 3 coincide con la normale al piano medio dell'elemento. Per poter schematizzare il suolo elastico alla Winkler, sulla faccia inferiore di tali elementi è stata assegnata una costante elastica distribuita per unità di superficie definita in funzione della costante di sottofondo K_w indicata nei paragrafi precedenti.

Tutti i *solai* sono stati modellati con elementi shell (bidimensionali) con sezione "None" in modo tale da poter assegnare i carichi di progetto per unità di superficie, e ripartirli automaticamente sulle travi di piano in funzione dell'orditura scelta. Inoltre ogni impalcato è stato modellato con la classica schematizzazione del piano rigido con vincoli cinematici.

Nella figura seguente è riportata la convezione dei segni sugli elementi finiti utilizzati frame e shell:



Nella figura seguente si riporta le immagini del modello numerico utilizzato nell'analisi delle strutture creato con il codice di calcolo SAP2000.



VERIFICA STATI LIMITE ULTIMI

Muro verticale

Per la verifica del muro verticale si sono considerate le massime sollecitazioni desunte dal modello in tre sezioni che il software denomina “section cuts” su di esse vengono forniti i valori integrali delle sollecitazioni.

La prima section cut è posta alla base del muro all’attacco della fondazione e viene verificata per progettare l’armatura verticale del muro, la sezione ha dimensioni 30x300;

la seconda section cut è verticale e viene utilizzata per progettare l’armatura orizzontale del muro, anch’essa ha dimensioni 30x300;

la terza taglia il muro, in senso verticale nel punto dove si ha il sottopasso e quindi dove il muro assume un comportamento a trave nei riguardi della soletta, quest’ultima ha dimensioni 30x100.

Si eseguono le verifiche di resistenza a pressoflessione deviata ed a taglio

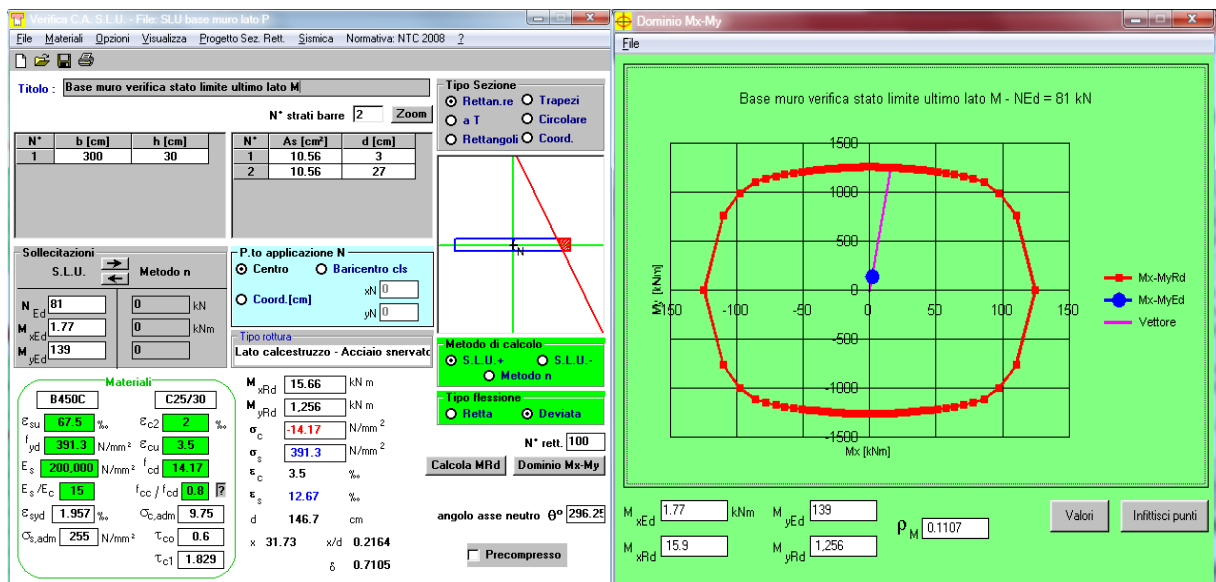
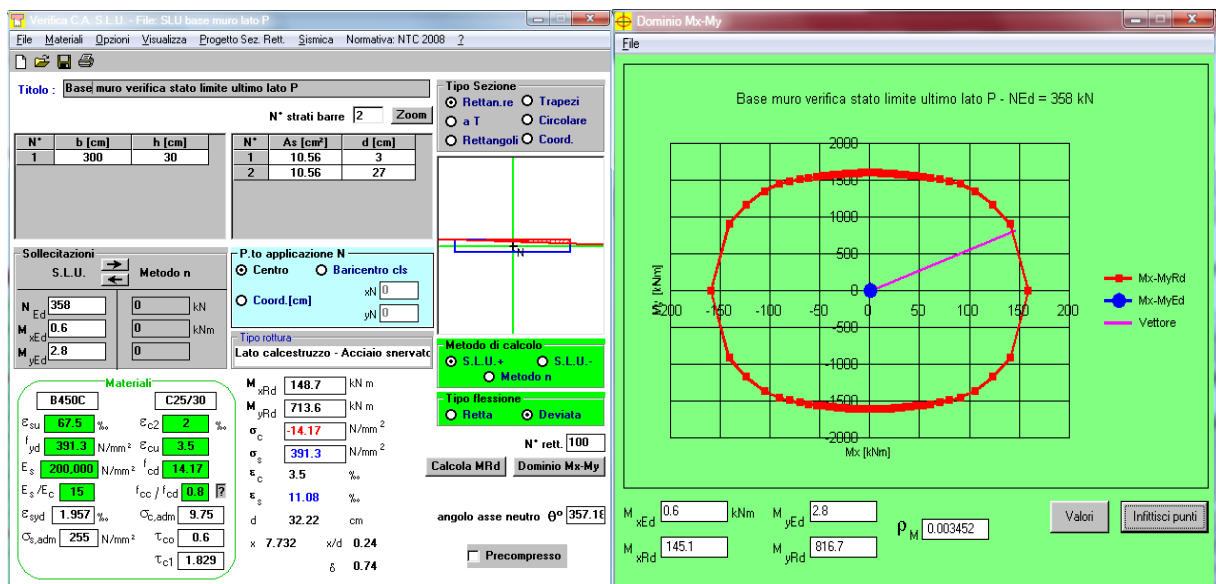
TABLE: Section Cut Forces - Analysis									
SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
MURO ORIZZONTALE	SLU	Combination		-5.337	12.586	-140.797	21.0681	-0.5955	-0.2071
MURO ORIZZONTALE	SLV_100X	Combination	Max	2.318	8.942	-80.187	15.2449	0.0522	0.8989
MURO ORIZZONTALE	SLV_100X	Combination	Min	-6.25	4.803	-88.83	7.5346	-0.4887	-0.9811
MURO ORIZZONTALE	SLV_100Y	Combination	Max	0.223	11.044	-80.092	19.9768	-0.0834	0.9919
MURO ORIZZONTALE	SLV_100Y	Combination	Min	-4.156	2.701	-88.925	2.8027	-0.3532	-1.0741
MURO ORIZZONTALE	ECC_URTO	Combination	Max	23.031	79.748	-87.045	138.928	1.7646	7.9263
MURO ORIZZONTALE	ECC_URTO	Combination	Min	-0.883	7.773	-357.067	15.7474	-0.0895	-2.3413
MURO TRAVE	SLU	Combination		-0.036	16.903	-8.156	-8.035	0.1215	-0.0654
MURO TRAVE	SLV_100X	Combination	Max	0.028	10.274	-3.143	-4.0031	0.1758	0.0746
MURO TRAVE	SLV_100X	Combination	Min	-0.109	8.41	-4.771	-4.66	-0.1539	-0.0462
MURO TRAVE	SLV_100Y	Combination	Max	0.006527	10.16	-2.18	-4.0892	0.1884	0.0637
MURO TRAVE	SLV_100Y	Combination	Min	-0.087	8.524	-5.734	-4.5739	-0.1665	-0.0353
MURO TRAVE	ECC_URTO	Combination	Max	0.689	108.086	-3.708	-2.8762	7.3654	22.2052
MURO TRAVE	ECC_URTO	Combination	Min	-47.438	7.82	-85.337	-70.244	-35.8642	-1.7266
MURO VERTICALE	SLU	Combination		-0.518	8.934	-7.652	12.2635	0.5734	0.3716
MURO VERTICALE	SLV_100X	Combination	Max	0.214	5.75	-2.536	7.6873	0.7715	0.2895
MURO VERTICALE	SLV_100X	Combination	Min	-0.578	4.549	-4.824	6.1333	-0.375	-0.0171
MURO VERTICALE	SLV_100Y	Combination	Max	0.045	6.185	-0.683	8.2966	0.5492	0.2361
MURO VERTICALE	SLV_100Y	Combination	Min	-0.408	4.114	-6.677	5.524	-0.1527	0.0363
MURO VERTICALE	ECC_URTO	Combination	Max	3.992	30.49	-2.371	55.676	-0.2133	19.9304
MURO VERTICALE	ECC_URTO	Combination	Min	-48.337	4.568	-67.414	-30.0345	-65.5983	-2.9518

Tabella: sollecitazioni nelle section cut per le varie combinazioni di carico

Muro armatura verticale

P [kN]	358	81
V1 [kN]	6.25	23
V2 [kN]	2.7	80
M1 [kNm]	2.8	139
M2 [kNm]	0.6	1.77

Si dispone armatura verticale sulle due facce del muro 1 ϕ 8 passo 15 cm, il copriferro è posto 3 cm



Muro armatura orizzontale

Si dispone armatura orizzontale sulle due facce del muro 1 ϕ 8 passo 15 cm, il copriferro è posto 3 cm

P [kN]	30	4
V1 [kN]	4	50
V2 [kN]	0.7	67
M1 [kNm]	55	30
M2 [kNm]	20	3

Verifica C.A. S.L.U. - File: S.L.U. base muro lato M

Titolo: Muro sezione verticale verifica stato limite ultimo lato P

N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	300	30	1	10.56	3
2			2	10.56	27

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 30 kN
M_{xEd}: 20 kNm
M_{yEd}: 55 kNm

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

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

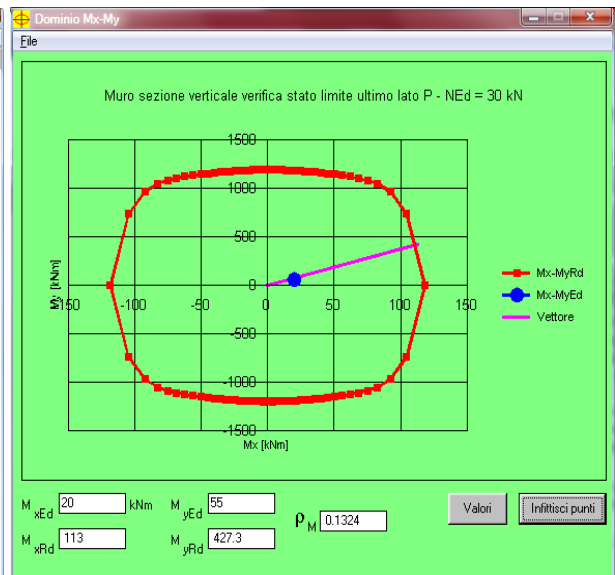
Materiali: B450C C25/30

ε_{su}: 67.5‰ ε_{c2}: 2‰
f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5‰
E_s: 200,000 N/mm² f_{cd}: 14.17
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
ε_{syd}: 1.957‰ C_{c,adm}: 9.75
C_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6
τ_{c1}: 1.829

M_{xRd}: 112.8 kNm
M_{yRd}: 441.7 kNm
σ_c: -14.17 N/mm²
σ_s: 391.3 N/mm²
ε_c: 3.5‰
ε_s: 18.75‰
d: 29.61 cm
x: 4.659 x/d: 0.1573
δ: 0.7

angolo asse neutro θ°: 359.08

Precompresso



Verifica C.A. S.L.U. - File: S.L.U. base muro lato P

Titolo: Muro sezione verticale verifica stato limite ultimo lato M

N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	300	30	1	10.56	3
2			2	10.56	27

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 4 kN
M_{xEd}: 3 kNm
M_{yEd}: 30 kNm

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

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

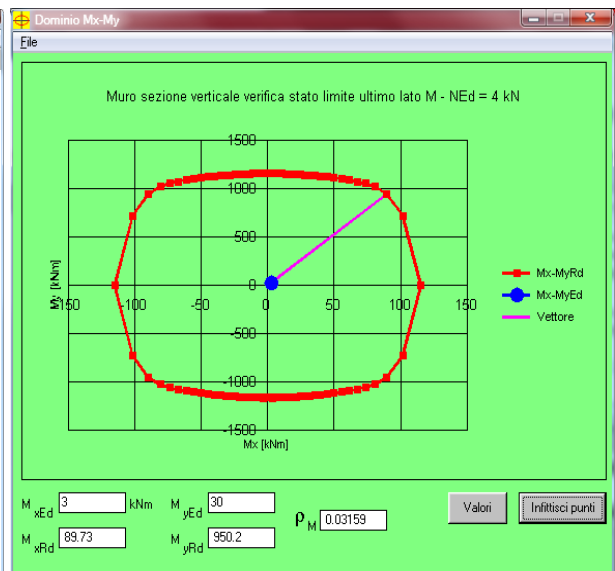
Materiali: B450C C25/30

ε_{su}: 67.5‰ ε_{c2}: 2‰
f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5‰
E_s: 200,000 N/mm² f_{cd}: 14.17
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
ε_{syd}: 1.957‰ C_{c,adm}: 9.75
C_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6
τ_{c1}: 1.829

M_{xRd}: 91.42 kNm
M_{yRd}: 924.3 kNm
σ_c: -14.17 N/mm²
σ_s: 391.3 N/mm²
ε_c: 3.5‰
ε_s: 7.66‰
d: 45.08 cm
x: 14.14 x/d: 0.3136
δ: 0.832

angolo asse neutro θ°: 352.5

Precompresso



Verifica del muro-trave

Si dispone armatura superiore ed inferiore composta da 4φ18

Verifica C.A. S.L.U. - File: S.L.U. trave muro lato P

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 2

Titolo: Sezione muro-trave verifica stato limite ultimo lato P

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	30	100	1	10.18	3
			2	10.18	97

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 109 0 kN
M_{xEd} 3 0 kNm
M_{yEd} 8 0 kNm

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

Tipologia Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo S.L.U. Metodo n
Tipo flessione Retta Deviata

Calcola MRd Dominio Mx-My

N° rett. 100

angolo asse neutro θ° 270.93

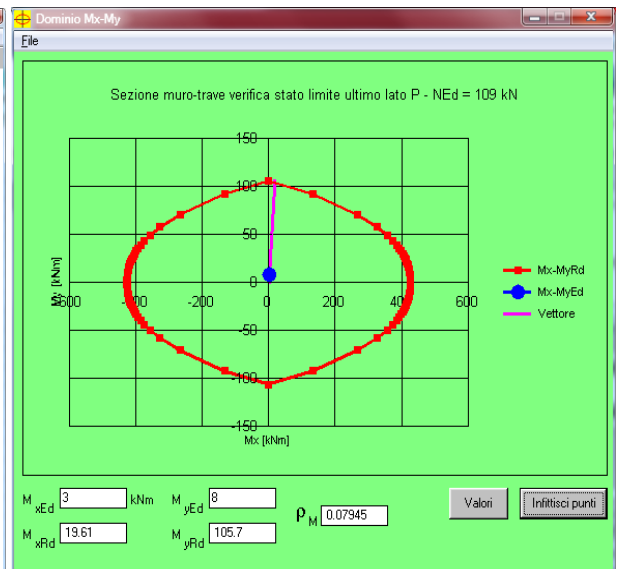
Precompresso

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 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ C_{o,adm} 9.75
C_{o,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 20.44 kNm
M_{yRd} 105.8 kNm
σ_c -14.17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 3.019 ‰
d 16.69 cm
x 8.961 x/d 0.5369
δ 1



Verifica C.A. S.L.U. - File: S.L.U. trave muro lato M

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 2

Titolo: Sezione muro-trave verifica stato limite ultimo lato M

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	30	100	1	10.18	3
			2	10.18	97

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 8 0 kN
M_{xEd} 70 0 kNm
M_{yEd} 36 0 kNm

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

Tipologia Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo S.L.U. Metodo n
Tipo flessione Retta Deviata

Calcola MRd Dominio Mx-My

N° rett. 100

angolo asse neutro θ° 274.68

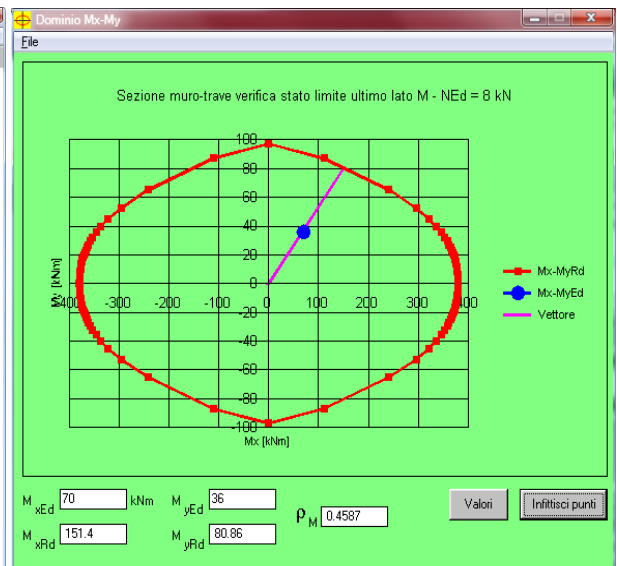
Precompresso

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 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ C_{o,adm} 9.75
C_{o,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 122.2 kNm
M_{yRd} 85.39 kNm
σ_c -14.17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 3.713 ‰
d 21.73 cm
x 10.54 x/d 0.4853
δ 1



Verifica a taglio

Si calcola il taglio resistente della sezione 30x300 armata con armatura longitudinale ϕ 8/15 cm, si trascura nella verifica a vantaggio di sicurezza lo sforzo normale di compressione.

MATERIALI

Calcestruzzo:

$$C25/30 \quad R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.2 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Resistenza a compressione}$$

$$f_{cd} = 0.8 \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 11.3 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Resistenza a comp. per solette } s < 5 \text{ cm}$$

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = (0.3 f_{ck}^{(2/3)}) / \gamma_c = 1.7 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Resistenza a trazione}$$

Acciaio:

B450C $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3 \text{ N/mm}^2$ Resistenza di trazione allo snervamento

Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo:

$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = (2,25 \cdot n \cdot f_{ctk}) / \gamma_c = 3.8 \text{ N/mm}^2$ Aderenza acciaio-cl

GEOMETRIA

H = 300 cm Altezza totale sezione

B = 30 cm Larghezza minima sezione

b = 3 cm Copriferro

d = 297 cm Altezza utile

VERIFICA A TAGLIO ELEMENTI SENZA ARMATURE RESISTENTI A TAGLIO

$V_{ed} = 80000 \text{ N}$ Valore del taglio sollecitante

$K = 1.2595$

$V_{min} = 0.247363 \text{ N/mm}^2$

$A_{sl} = 1056 \text{ mm}^2$ Area di armatura longitudinale

$\rho_l = 0.001185$

$N_{ed} = 1 \text{ N}$ Sforzo normale

$\sigma_{cp} = 1.11\text{E-}06 \text{ N/mm}^2$ Tensione media di compressione

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

$V_{rd} = 193419 \text{ N} > 220401 \text{ N}$

$V_{rd} > V_{ed}$ Verificato, non serve armatura aggiuntiva a taglio

GEOMETRIA

H = 30 cm Altezza totale sezione

B = 300 cm Larghezza minima sezione

b = 3 cm Copriferro

d = 27 cm Altezza utile

VERIFICA A TAGLIO ELEMENTI SENZA ARMATURE RESISTENTI A TAGLIO

Ved =	50000 N	Valore del taglio sollecitante
K =	1.860663	
Vmin =	0.44416 N/mm ²	
Asl =	1056 mm ²	Area di armatura longitudinale
ρl =	0.001304	
Ned =	1 N	Sforzo normale
σcp =	1.11E-06 N/mm ²	Tensione media di compressione

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

Vrd =	268148 N	>	359770 N	
Vrd > Ved	Verificato, non serve armatura aggiuntiva a taglio			

Si verifica la sezione 30x100 con armatura longitudinale 4+4 fi 18, si trascura la presenza dello sforzo normale di compressione

GEOMETRIA

H =	30	cm	Altezza totale sezione
B =	100	cm	Larghezza minima sezione
b =	3	cm	Copriferro
d =	27	cm	Altezza utile

VERIFICA A TAGLIO ELEMENTI SENZA ARMATURE RESISTENTI A TAGLIO

Ved =	85000 N	Valore del taglio sollecitante
K =	1.860663	
Vmin =	0.44416 N/mm ²	
Asl =	1056 mm ²	Area di armatura longitudinale
ρl =	0.003911	
Ned =	1 N	Sforzo normale
σcp =	3.33E-06 N/mm ²	Tensione media di compressione

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

Vrd =	128912 N	>	119923 N	Verificato
Vrd > Ved	Verificato, non serve armatura aggiuntiva a taglio			

Soletta orizzontale

Per il dimensionamento della soletta sono state considerate le sollecitazioni derivanti dal modello in due diverse sezioni trasversali, lungo il lato corto, per il dimensionamento dell'armatura longitudinale, entrambe le sezioni hanno dimensioni 150x30;

Per dimensionare l'armatura trasversale sono state desunte le sollecitazioni direttamente dall'output grafico del software

TABLE: Section Cut Forces - Analysis									
SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
solettatrasv1	SLU	Combination		0.026	6.033	6.159	1.2355	-0.0007056	-2.871
solettatrasv1	SLV_100X	Combination	Max	1.43	3.805	2.492	0.6878	0.0306	-1.0719
solettatrasv1	SLV_100X	Combination	Min	-1.375	2.841	2.412	0.4382	-0.0318	-2.0226
solettatrasv1	SLV_100Y	Combination	Max	4.115	3.511	2.548	0.6211	0.0838	-0.48
solettatrasv1	SLV_100Y	Combination	Min	-4.061	3.135	2.355	0.5049	-0.0849	-2.6146
solettatrasv1	ECC_URTO	Combination	Max	2.076	64.604	2.956	34.9518	0.2336	0.1425
solettatrasv1	ECC_URTO	Combination	Min	-6.816	2.943	-77.908	0.0005567	-15.9823	-29.1052
solettatrasv2	SLU	Combination		0.004619	-0.786	5.995	0.4994	0.0017	-0.0386
solettatrasv2	SLV_100X	Combination	Max	1.384	0.28	2.478	0.248	0.0091	0.2237
solettatrasv2	SLV_100X	Combination	Min	-1.316	-0.896	2.403	0.1354	-0.0194	-0.3007
solettatrasv2	SLV_100Y	Combination	Max	3.558	0.132	2.465	0.2146	0.0209	0.6715
solettatrasv2	SLV_100Y	Combination	Min	-3.49	-0.749	2.416	0.1688	-0.0313	-0.7485
solettatrasv2	ECC_URTO	Combination	Max	-1.001	12.568	3.15	30.8101	0.0006762	1.3022
solettatrasv2	ECC_URTO	Combination	Min	-9.939	-9.098	-83.096	-0.1806	-14.1863	-7.2166

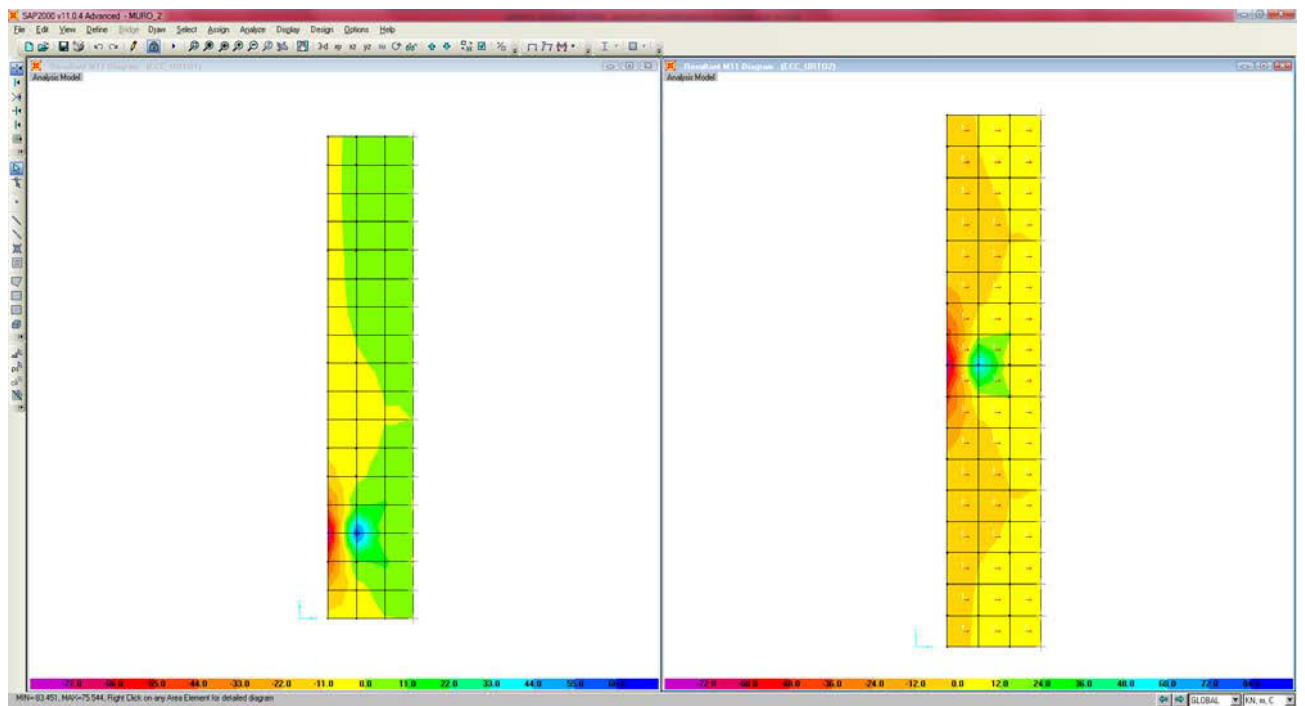
Tabella: massime sollecitazioni nelle section cut della soletta

Verifica sezione trasversale

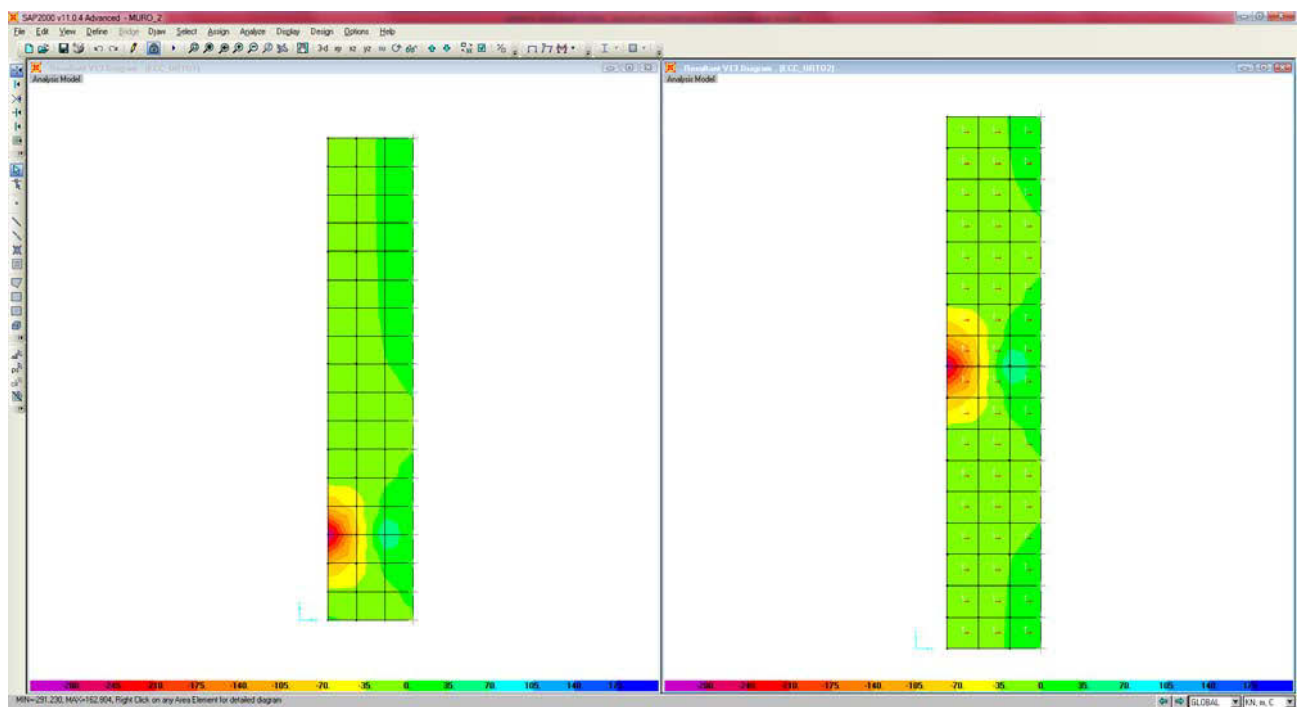
Si assumono per le verifiche le seguenti caratteristiche di sollecitazione

P [kN]	64
V1 [kN]	9
V3 [kN]	83
M1 [kNm]	35
M3 [kNm]	30

Si dispone nella soletta armatura longitudinale pari a 1fi8 passo 15 cm



Momento flettente M11 per combinazione urto di vicolo in svio in due diverse posizioni



Taglio V13 per combinazione urto di vicolo in svio in due diverse posizioni

I valori che si assumono per la verifica di una sezione 100x30cm risultano:

$P=105$ kN sforzo di trazione

$M=83$ kNm

$V=135$ kN

Si dispone armatura 1 ϕ 18 passo 15 cm su entrambi i lembi della soletta

La verifica a taglio viene eseguita riguardo alle due sezioni quella 150x30 con armatura longitudinale 1fi8/15 e quella 100x30 con armatura 1 ϕ 18/15

GEOMETRIA

H =	30	cm	Altezza totale sezione
B =	100	cm	Larghezza minima sezione
b =	3	cm	Copriferro
d =	27	cm	Altezza utile

VERIFICA A TAGLIO ELEMENTI SENZA ARMATURE RESISTENTI A TAGLIO

Ved =	130000	N	Valore del taglio sollecitante
K =	1.860663		
Vmin =	0.44416	N/mm ²	
Asl =	1781	mm ²	Area di armatura longitudinale
ρ_l =	0.006596		
Ned =	-105000	N	Sforzo normale
σ_{cp} =	-0.35	N/mm ²	Tensione media di compressione

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

Vrd =	139272	N	>	105748	N	Verificato
Vrd > Ved						Verificato, non serve armatura aggiuntiva a taglio

GEOMETRIA

H =	30	cm	Altezza totale sezione
B =	150	cm	Larghezza minima sezione
b =	3	cm	Copriferro
d =	27	cm	Altezza utile

VERIFICA A TAGLIO ELEMENTI SENZA ARMATURE RESISTENTI A TAGLIO

Ved =	35000 N	Valore del taglio sollecitante
K =	1.860663	
Vmin =	0.44416 N/mm ²	
Asl =	1000 mm ²	Area di armatura longitudinale
ρ_l =	0.002469	
Ned =	64000 N	Sforzo normale
σ_{cp} =	0.142222 N/mm ²	Tensione media di compressione

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

Vrd =	174522 N	>	188525 N
Vrd > Ved	Verificato, non serve armatura aggiuntiva a taglio		

Le verifiche risultano soddisfatte

Dimensionamento armatura di attacco soletta-muro esistente

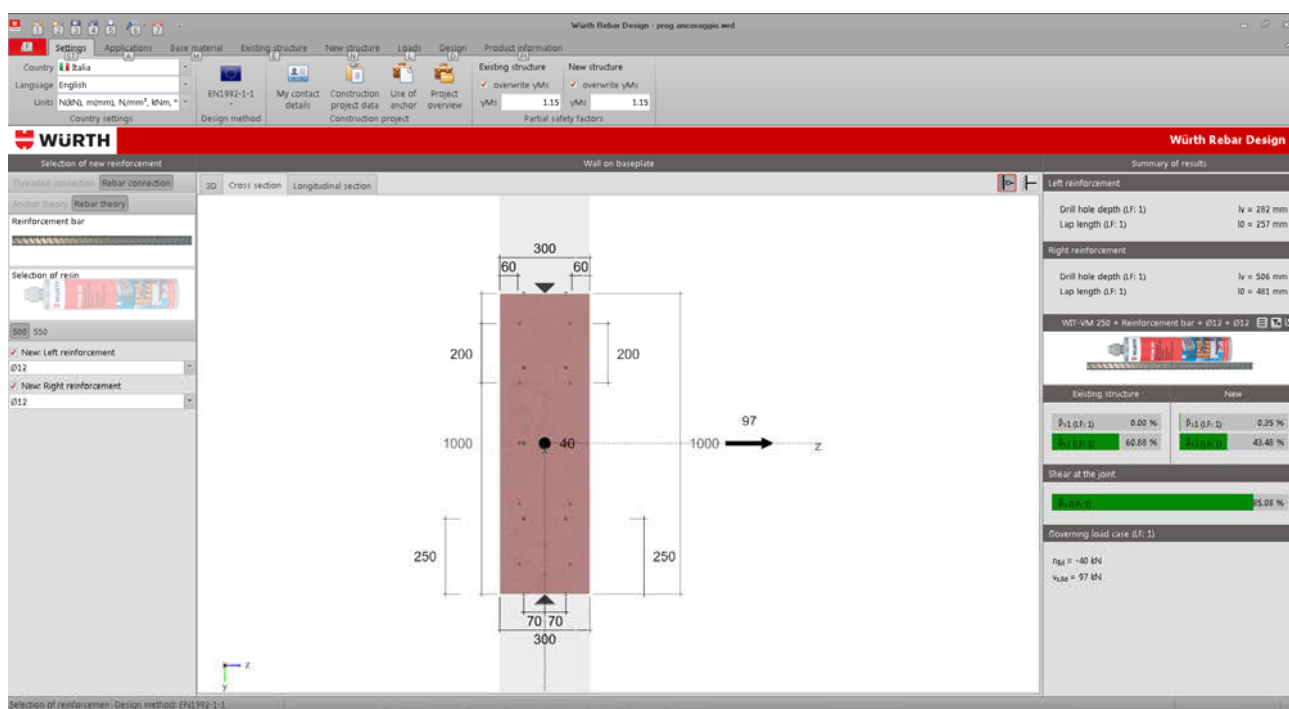
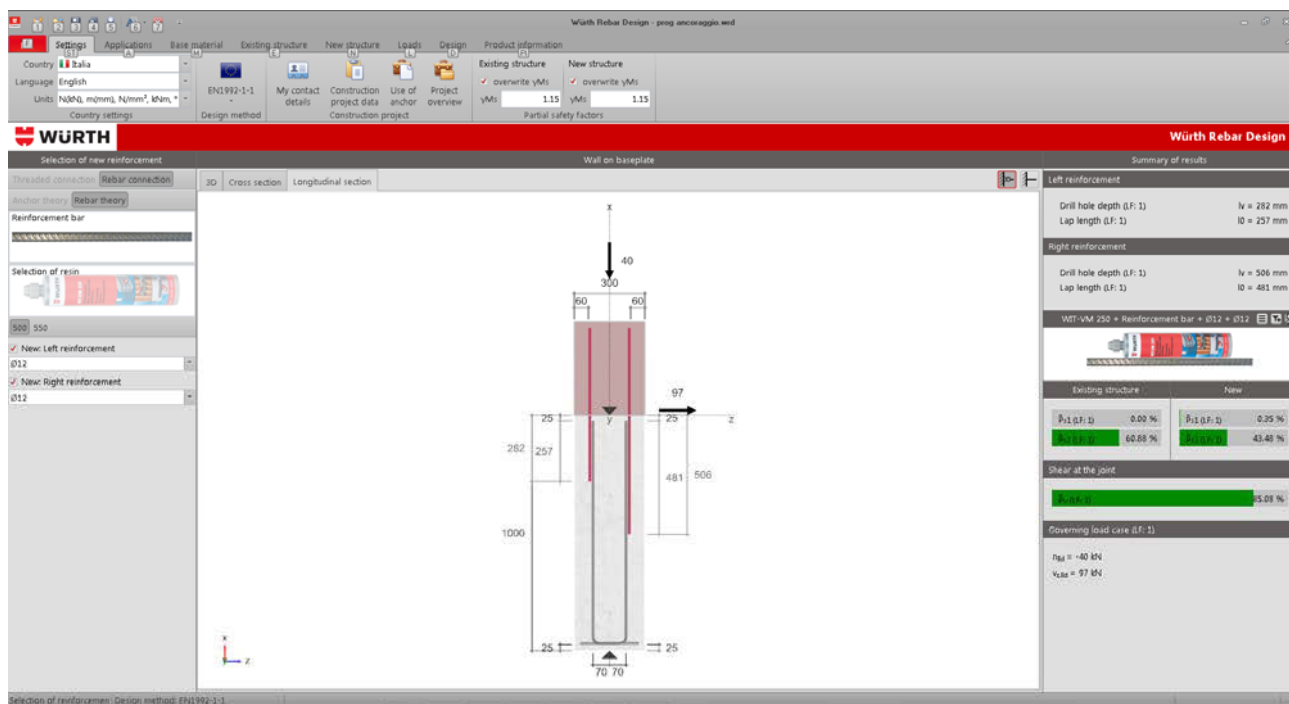
Per dimensionare l'armatura che vincola la soletta al muro esistente si sono usate le reazioni vincolari del modello nel quale alla soletta è stato imposto il vincolo di cerniera, dovrà pertanto essere garantito il trasferimento del taglio nelle due direzioni

Le massime sollecitazioni si hanno per la combinazione di carico del veicolo in svio e valgono per un metro lineare:

$$V_x = 97 \text{ kN}$$

$$P = 40 \text{ kN}$$

La verifica viene effettuata attraverso il software Wurth rebar design le verifiche per esteso sono riportate in calce alla presente relazione



VERIFICA STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Si effettua la verifica agli stati limite di esercizio nei riguardi della fessurazione e delle tensioni massime.

Verifica a fessurazione

Si considerano condizioni aggressive ed armatura poco sensibile, si dovrà pertanto fare riferimento allo stato limite di apertura delle fessure secondo le combinazioni frequente e quasi permanente

Frequente σ_p fessure $< w_2$

Quasi permanente σ_{p1} fessure w_1

La struttura in combinazione frequente risulta praticamente scarica, i valori di momento flettente sono nell'ordine di 2 kNm, le massime tensioni nell'acciaio nell'ordine di 22 N/mm² risulta semplice verificare con il metodo indiretto che la verifica risulta ampiamente soddisfatta

Analogo ragionamento per le tensioni massime nel calcestruzzo, la verifica deve essere effettuata con la combinazione rara, si assume un valore del momento sollecitante pari a 4 kNm la tensione risulta:

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window is titled 'tensioni massime'. It contains several input fields and tables for material properties, section data, and calculation results.

Materiali:

Material	Property	Value
B450C	σ_{su}	67.5
C25/30	σ_{c2}	2
B450C	f_{yd}	391.3
C25/30	σ_{cu}	3.5
B450C	E_s	200,000
C25/30	f_{cd}	14.17
B450C	E_s/E_c	15
C25/30	f_{cc}/f_{cd}	0.8
B450C	σ_{syd}	1.957
C25/30	$\sigma_{c,adm}$	9.75
B450C	$\sigma_{s,adm}$	255
C25/30	τ_{co}	0.6
B450C	τ_{c1}	1.829

Sezione:

Property	Value
N^*	2
b [cm]	100
h [cm]	30
A_s [cm ²]	3.52
d [cm]	3

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n:

Property	Value
N	0
M_{Ed}	0
M_{xEd}	4
M_{yEd}	0

P.to applicazione N:

Property	Value
xN	0
yN	0

Metodo di calcolo:

Property	Value
σ_c	-0.6255
σ_s	44.85
ϵ_s	0.2243
d	27
x	4.671
x/d	0.173
δ	0.7

Verifica:

N° iterazioni: 5

Precompresso: ☐

La verifica risulta soddisfatta.

VERIFICA DELLE FONDAZIONI

Si effettuano le verifiche nei confronti delle sollecitazioni desunte dal modello, in particolare per le verifiche a traslazione, ribaltamento e portanza del terreno si utilizzano le reazioni vincolari nei nodi che definisco gli elementi shell, per le verifiche strutturali si utilizzano le caratteristiche di sollecitazione.

Nella tabella che segue sono riportati i valori integrali di:

F1 reazione vincolare lungo asse x (lato corto della fondazione);

F2 reazione vincolare lungo asse y (lato lungo della fondazione);

F3 reazione vincolare lungo asse z.

	FORZE E MOMENTI RISULTANTI				M2	M3
	F1	F2	F3	M1		
SLU	-121.30	-28.87	462.90	0.00	0.00	0.05
SLV_X max	-78.01	-6.89	301.41	0.00	0.00	0.09
SLV_X min	-84.84	-22.21	296.36	0.00	0.00	-0.03
SLV_Y max	-79.53	4.78	301.90	0.00	0.00	0.06
SLV_Y min	-83.32	-33.89	295.88	0.00	0.00	0.01
ECC_URTO max	-116.13	-29.03	597.03	0.00	0.00	0.33
ECC_URTO min	-198.74	-453.92	404.79	0.00	0.00	-0.07

Verifica a traslazione

Si assume un coefficiente di attrito tra fondazione e terreno pari a 0.5, la forza instabilizzante dovrà pertanto essere minore della metà della forza verticale. Si esegue la verifica nelle due direzioni principali.

Verifica dir x	
Fsoll	Fresist
-73.779	231.451
-45.632	150.7055
-51.473	148.181
-46.424	150.9485
-50.682	147.938
-88.979	298.5125
-163.187	202.3935

Verifica dir y	
Fsoll	Fresist
5.341	231.451
5.819	150.7055
0.393	148.181
8.174	150.9485
-1.962	147.938
211.078	298.5125
-197.017	202.3935

La verifica risulta soddisfatta

Verifica a ribaltamento

Si effettua la verifica riguardo alla combinazione di carico dovuta all'urto del veicolo in svio considerando la rotazione rispetto al piede esterno della fondazione.

Momento ribaltante

Urto orizzontale del veicolo $100\text{kN} \times 3\text{m} = 300\text{ kNm}$ si moltiplica per 1,5 quindi 450 kNm

Reazione vincolare alla base $250 \times 0.5 + 135 \times 1 = 260\text{ kNm}$

Totale momento ribaltante 710 kNm

Momento stabilizzante

Urto veicolo forza verticale $200\text{ kN} \times 1\text{m} = 200\text{ kNm}$ si considera il coeff 0 poiché è favorevole

Reazione vincolare della soletta $305 \times 2 = 610\text{ kNm}$

Peso del muro $290\text{ kN} \times 0.5\text{m} = 145\text{ kNm}$ $\times 0.9 = 130\text{ kNm}$ si utilizza un coeff 0.9 perché favorevole

Totale momento stabilizzante 740 kNm

La verifica è soddisfatta

Capacità portante del terreno

$$V_{rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \alpha_{cp}] \cdot b_w \cdot d > (V_{\min} + 0.15 \cdot \alpha_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{rd} = 97504 \text{ N} > 148003 \text{ N}$$

$V_{rd} > V_{ed}$ Verificato, non serve armatura aggiuntiva a taglio

Per i due muretti più bassi ovvero di altezza 1 m si effettuano verifiche nei confronti dell'urto orizzontale pari a 100 kN a traslazione e ribaltamento nell'ipotesi di comportamento come corpo rigido ovvero:

geometria

fondazione 100x40 cm

elevazione h100 sp 30cm

il peso del muro vale 17.5 kN/m la lunghezza è pari a 60 m pertanto il peso complessivo risulta $17.5 \times 60 = 1050 \text{ kN}$

il momento ribaltante vale $100 \text{ kN} \times 1.4 \text{ m} = 140 \text{ kNm}$

il momento stabilizzante $1050 \text{ kN} \times 0.5 \text{ m} = 525 \text{ kNm}$

$$M_s \times 0.9 > 1.5(1.5 M_r) \quad 472 \text{ kNm} > 315 \text{ kNm}$$

la verifica risulta soddisfatta

considerando un coefficiente di attrito tra fondazione e terreno pari a 0.5 la verifica a traslazione risulta:

$$F_D = 100 \times 1.5 = 150 \text{ kN}$$

$$F_R = 1050 \times 0.5 \times 0.9 = 472$$

Il coeff di sicurezza risulta 3.14

2. VERIFICA STRUTTURALE RETE PARASASSI

2.1. RELAZIONE GENERALE DELL'INTERVENTO A1

La seguente relazione strutturale è relativa al progetto ed alla verifica degli elementi strutturali necessari per il fissaggio dei pannelli parasassi al parapetto esistente sul viadotto ferroviario in Loc. Matassino, nel punto in cui questo sovrappassa la nuova intersezione di progetto in variante alla S.R.T. n. 69.

A seguito della convocazione della conferenza dei servizi istruttoria riguardante il presente progetto "Stralcio 1 della variante alle SRT 69 del Valdarno Lotto 4" Rete Ferroviaria Italiana ha rilasciato la seguente prescrizione:

- Realizzare una estensione delle protezioni sul viadotto con rete di altezza minima di m 1,60 e maglia non superiore a mm 21x76 dal piano di camminamento (ferroviario) per tutto il tratto interferente e zone adiacenti

Le strutture saranno verificate considerando l'azione del vento e le azioni dinamiche dovute al passaggio del treno; le azioni sismiche visto la massa degli elementi strutturali, sono trascurabili e comunque sicuramente inferiori all'azione del vento.

I pannelli che si andranno ad installare hanno dimensioni di 2.00 x 3.00 m e sono costituiti da una rete con maglia 30x30 mm e profilati a U e a Z che costituiscono la struttura portante del pannello stesso. Il pannello sarà fissato al parapetto esistente mediante tubolari e bulloni.

Normativa di riferimento

Tutti i calcoli di dimensionamento e di verifica delle strutture in opera sono stati effettuati nel rispetto della seguente Normativa:

- Legge n. 1086 del 5/11/1971 - "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- Legge n. 64 del 2/2/1974 - "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- D.P.R. n.380 del 06/06/2001- "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia";
- Legge regionale n.l del 03/01/2005- "Norme per il governo del territorio";
- D.M. Infrastrutture del 17/1/2018 - "Norme tecniche per le Costruzioni;

- Circolare esplicativa del D.M. Infrastrutture n. 7 del 21/01/2009".

2.1. RELAZIONE MATERIALI IMPIEGATI A4

Acciaio per carpenteria metallica:

- $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$
- $f_{tk} = 360 \text{ N/mm}^2$

modulo elastico $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$

modulo di elasticità trasversale $G = E / [2 (1 + \nu)] \text{ N/mm}^2$

coefficiente di Poisson $\nu = 0,3$

coefficiente di espansione termica lineare $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$ (per temperature fino a $100 \text{ } ^\circ\text{C}$)

densità $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

2.1. RELAZIONE DI CALCOLO A8

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI DELLA STRUTTURA

Per la valutazione della sicurezza della costruzione si segue il metodo semiprobabilistico agli stati limite basato sull'impiego del metodo dei coefficienti parziali.

Con questo metodo la sicurezza deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici R_k e F_{kj} , definiti rispettivamente come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile superiore delle azioni che minimizzano la sicurezza. In genere i frattili sono assunti pari al 5%.

La verifica nei confronti degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il metodo dei coefficienti parziali di sicurezza espresso formalmente dalla equazione:

$$R_d \geq E_d$$

dove R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate ed E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj} \gamma_{fj}$

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

Si hanno azioni:

Permanenti (G): questa categoria è suddivisa in peso proprio degli elementi strutturali (G1) e peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G2);

Variabili (Q): in questa categoria si considerano le azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono essere sensibilmente diversi tra loro nel tempo.

Le azioni variabili elementari corrispondono al frattile del 95 % della popolazione dei massimi in relazione al periodo di riferimento dell'azione variabile stessa. Nella definizione delle combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente, i termini Q_{kj} rappresentano le azioni variabili che possono agire contemporaneamente.

Si indica con Q_{k1} l'azione variabile dominante e Q_{k2} , Q_{k3} , ... le azioni che possono agire contemporaneamente a quella dominante.

Per gli stati limite ultimi si definisce la seguente combinazione fondamentale delle azioni:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots$$

Per gli stati limite d'esercizio irreversibili con combinazione caratteristica rara l'espressione è la seguente:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{K1} + \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots$$

Per gli stati limite d'esercizio con combinazione frequente reversibile:

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \psi_{33} \cdot Q_{K3} + \dots$$

Per gli stati limite d'esercizio con combinazione quasi permanente impiegata per gli effetti di lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \psi_{23} \cdot Q_{K3} + \dots$$

ANALISI DEI CARICHI

Azione del vento

Il vento, la cui direzione si considera orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo provocando effetti dinamici; tuttavia, per costruzioni usuali come quella in esame, l'azione del vento è convenzionalmente ricondotta ad un'azione statica equivalente. Essa si traduce in pressioni agenti normalmente alle superfici degli elementi che compongono la costruzione.

Pressione del vento

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$P = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

dove:

q_b = Pressione cinetica di riferimento;

C_e = Coefficiente di esposizione;

C_p = Coefficiente di forma, funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento;

C_d = Coefficiente dinamico

Determinazione di V_b

V_b = Velocità di riferimento [m/s]

$V_b = V_{b0}$ per $a_s < a_0$

$V_b = V_{b0} + K_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s < 1500$

Dati:

$V_{b0} = 27$ m/s

$a_0 = 500$ m

$a_s = 124,5$ m

$K_a = 0,02$ 1/s

$V_b = 27$ m/s

Pressione del vento P

$$P = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

Dati:

$q_b = 455,6$ N/mq

$K_r = 0,2$

$Z_0 = 0,1$ m

$Z_{min} = 5$ m

$C_t = 1$

$z = 9$ m

$C_e = 2,1$

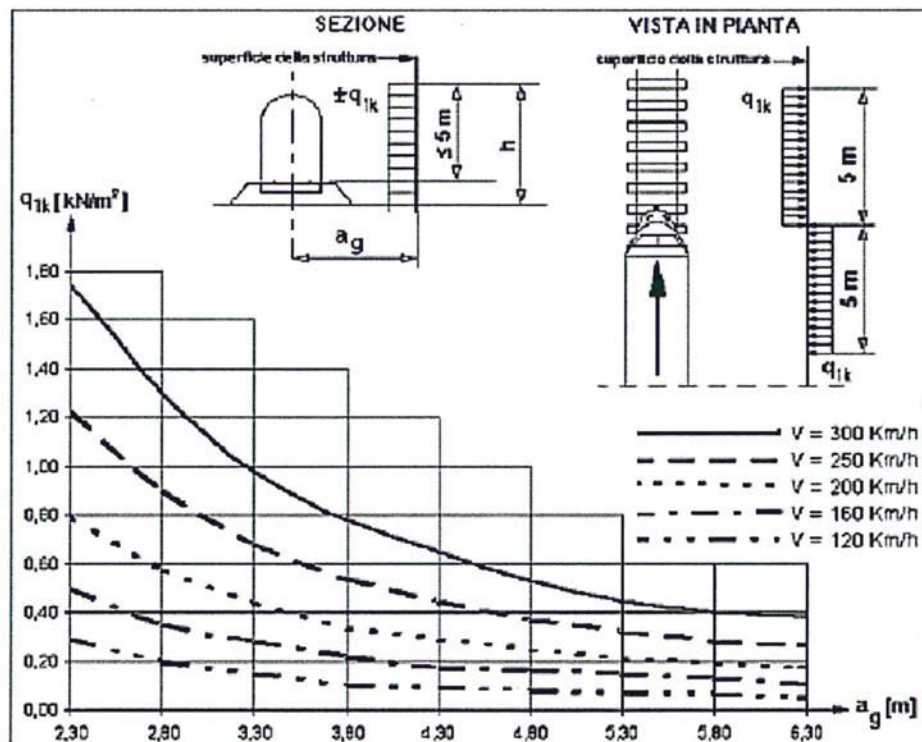
$C_p = 0,8$

$C_d = 1$

$P = 754,5$ N/mq

Azioni dinamiche relative al passaggio dei convogli ferroviari

Il calcolo della pressione agente su superfici verticali parallele al binario viene determinata con le seguenti tabelle:



La distanza $a_g = 3.00$ m considerando cautelativamente (non avendo informazioni più precise) treni con velocità di 300 Km/h si considera un carico q_{1k} pari a 1.20 KN/m^2 .

COMBINAZIONI DI CARICO

I carichi derivanti dalle due azioni di vento e azioni dinamiche vengono combinati secondo le combinazioni riportate in precedenza. In ogni caso le azioni aerodinamiche devono essere cumulate con l'azione del vento. L'azione risultante dovrà essere maggiore di un valore minimo, funzione della velocità della linea e comunque di $1,5 \text{ KN/m}^2$ sia nella verifica agli SLE (combinazione caratteristica) sia nella verifica agli SLU con $\gamma_Q = 1,00$ e $\gamma_{Qi} = 1,00$.

Il valore minimo della risultante della combinazione del vento e dell'azione aerodinamica si assumerà pari a 1.5 KN/m^2 per linee percorse a velocità $V \leq 200 \text{ Km/h}$ e pari a 2.5 KN/m^2 per linee percorse a velocità $V > 200 \text{ Km/h}$.

Combinazioni di carico:

$$\text{S.L.U. 1) } = 1.20 \text{ KN/m}^2 + 0.6 \times 0.754 \text{ KN/m}^2 = 1.954 \text{ KN/m}^2 \text{ (con Q e Qi = 1)}$$

$$\text{S.L.U. 2) } = 1.5 \times 1.20 \text{ KN/m}^2 + 1.5 \times 0.6 \times 0.754 \text{ KN/m}^2 = 2.48 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{S.L.E. } = 1.20 \text{ KN/m}^2 + 0.6 \times 0.754 \text{ KN/m}^2 = 2.25 \text{ KN/m}^2$$

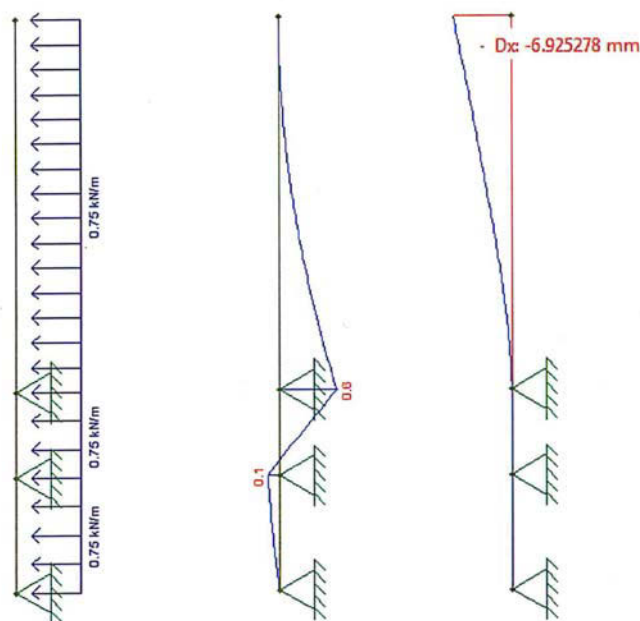
Come da prescrizioni si considera un valore di carico pari a 2.5 KN/m^2 . Poiché il pannello è costituito da una rete forata la cui percentuale di fori è del 80% il carico utilizzato per le verifiche agli S.L.U. e agli S.L.E. è pari a $2.5 \text{ KN/m}^2 \times 0.2 = 0.5 \text{ KN/m}^2$

VERIFICA DEI MONTANTI DEL PANNELLO

I montanti del pannello sono costituiti da profilati a U di $60 \times 40 \times 3 \text{ mm}$ sono vincolati al parapetto esistente. Secondo lo schema riportato sotto il carico agente su ogni montante sarà pari a:

$$q = 0.5 \text{ KN/m}^2 \times 1.5 \text{ m} = 0.75 \text{ KN/m}$$

$$P (\text{peso pannello}) = 0.64/2 = 0.32 \text{ KN}$$



Il momento massimo risulta 0.4 KN m . Si riporta di seguito la verifica di resistenza.

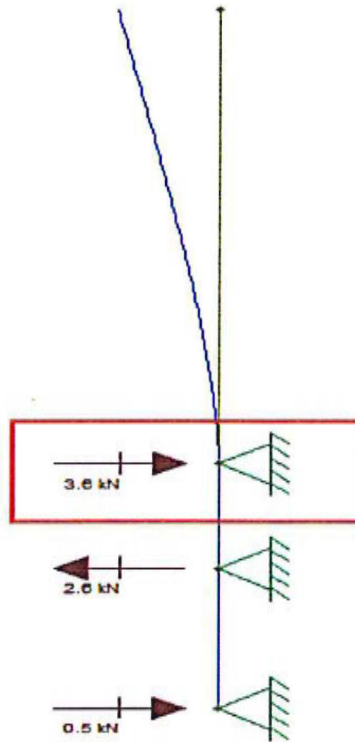
$$\sigma = M/W_x = (0.6 \times 1000 \times 1000) / (7.10 \times 1000) = 84.51 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 235 / 1.05 = 223.01 \text{ N/mm}^2$$

Verificato.

La deformazione massima della parte a sbalzo risulta $0.69 \text{ cm} < L/200 = 140/200 = 0.7 \text{ cm}$ Verificato.

VERIFICA DEI NUOVI CORRENTI

I nuovi correnti sono sollecitati con la reazione vincolate derivante dallo schema di calcolo precedente, si considera il carico a favore di sicurezza applicato nella mezzeria del corrente. Lo schema statico utilizzato è quello di trave continua su più appoggi con campate di luce pari a 1.65 m con carico concentrato in mezzeria pari a 3.6 KN .



Si utilizza un tubolare quadro di dimensioni 40 x 40 x 2 mm.

$$W_x = 3.401 \text{ cm}^3$$

$$J_x = 6.802 \text{ cm}^4$$

$$f = ((P \times l^3)/(E J)) \times 1/192 = 0.59 \text{ cm} < 1/200 = 0.825 \text{ verificato}$$

$$M = (P \times L)/8 = 0.74 \text{ KNm}$$

$$\sigma = (0.74 \times 1000) / (3.401) = 217.58 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 235/1.05 = 223.01 \text{ N/mm}^2 \text{ Verificato.}$$

VERIFICA DEI BULLONI

L'azione agente su ogni bullone è pari a 3.6 kN. Usando bulloni M8 classe 8.8 la resistenza a trazione di ogni bullone vale:

$$F_{t,Rd} = (0.9 \times 800 \times 38.6)/1.25 = 22.23 \text{ kN} \text{ la verifica è dunque soddisfatta.}$$