



COMMISSARIO DELEGATO PER L'EMERGENZA
DETERMINATASI NEL SETTORE DEL TRAFFICO E DELLA MOBILITÀ NEL
TERRITORIO DELLE PROVINCE DI TREVISO E VICENZA

SUPERSTRADA A PEDAGGIO PEDEMONTANA VENETA

CONCESSIONARIO



SPV srl
Via Inverio, 24/A
10146 Torino

Società di progetto ai sensi dell'art. 156 D.LGS 163/06 subentrato all'ATI

Consorzio Stabile fra le Imprese:

PROGETTISTA

SIPAL S.p.A.
Via Inverio, 24/A
10146 Torino

RESPONSABILE PROGETTAZIONE



ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROVINCIA DI CUNEO
1211 Dott. Ing. *Claudio Dogliani*

RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE



SUPPORTO ALLA PROGETTAZIONE DELL'INFRASTRUTTURA E DELLE OPERE CIVILI



COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE



GEOLOGO



ORDINE INGEGNERI PROVINCIA TARANTO

Dott. Ing. **TURSO Adriano**
n° 1400

Sezione A
Settore:
Civile Ambientale
Industriale
Informazione

N. Progr. _____
Cartella N. _____

PROGETTO DEFINITIVO
(C.U.P. H51B03000050009)

LOTTO 3 - TRATTA "C"
dal Km. 74+075 al Km 75+625

TITOLO ELABORATO:

PROGETTO DELL'INFRASTRUTTURA

ESAZIONE - CONTROLLO (Gestione)

CASELLO DI ESAZIONE SV. MONTEBELLUNA EST

Relazione di calcolo Scale Sottopasso Barriera e Fondazione Pensilina Copertura

P V D G S E C C E 3 C 0 1 3 - 0 0 1 0 0 0 4 R A 0

SCALA: -

REV.	DESCRIZIONE	REDATTO	DATA	VERIFICATO	DATA	APPROVATO	DATA
0	PRIMA EMISSIONE	SICS	24/03/2014	SIPAL	26/03/2014	SIS	28/03/2014

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Ing. Giuseppe FASIOL

IL COMMISSARIO:

Ing. Silvano VERNIZZI

VALIDAZIONE:

PROTOCOLLO : _____

DEL: _____

**COMMISSARIO DELEGATO PER L'EMERGENZA
DETERMINATASI NEL SETTORE DEL TRAFFICO E
DELLA MOBILITA' NEL TERRITORIO DELLE PROVINCE
DI TREVISO E VICENZA**

**SUPERSTRADA A PEDAGGIO
PEDEMONTANA VENETA**

PROGETTO DEFINITIVO

**PROGETTO DELL'INFRASTRUTTURA
CASELLI DI ESAZIONE SV. MONTEBELLUNA EST**

Relazione di calcolo Scale Sottopasso Barriera e Fondazione Pensilina Copertura

INDICE

<u>INDICE.....</u>	<u>2</u>
<u>1. DESCRIZIONE DELLE OPERE.....</u>	<u>3</u>
1.1. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	6
1.2. DURABILITÀ E PRESCRIZIONI DEI MATERIALI	6
1.2.1. CLASSI DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE.....	7
1.2.2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	9
1.2.3. COPRIFERRO MINIMO E COPRIFERRO NOMINALE	9
1.2.4. CARATTERISTICHE DEI COSTITUENTI IL CALCESTRUZZO.....	10
1.2.5. CARATTERISTICHE DELLE MISCELE	10
1.3. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI	11
<u>2. SCHEMATIZZAZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....</u>	<u>12</u>
2.1. MODELLO DI CALCOLO.....	12
2.2. ANALISI DEI CARICHI	12
2.2.1. AZIONI SULLE STRUTTURE.....	12
2.2.2. DATI SISMICI.....	13
2.3. COMBINAZIONI DI CARICO	14
<u>3. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI</u>	<u>16</u>
3.1. VERIFICHE DI RESISTENZA	16
3.1.1. ANALISI.....	16
3.1.1. PILASTRO	22
3.1.2. RISULTATI ANALISI	25
3.1.3. FONDAZIONE.....	28
3.1.4. RISULTATI ANALISI	33
3.1.5. RISULTATI ANALISI	38
3.2. VERIFICHE GEOTECNICHE.....	40
3.2.1. VERIFICA DI PORTANZA DEL TERRENO DI FONDAZIONE	40
<u>4. VERIFICHE LOCALI DI ELEMENTI STRUTTURALI.....</u>	<u>42</u>
4.1.1. VERIFICA SOLETTA SCALA IN C.A.	42

1. DESCRIZIONE DELLE OPERE

Nel seguito si tratterà delle strutture relative alla realizzazione delle scale ricomprese nel sottopasso barriera e della fondazione della pensilina di copertura per la barriera di esazione di ingresso/uscita Montebelluna est della Superstrada a pedaggio Pedemontana Veneta.

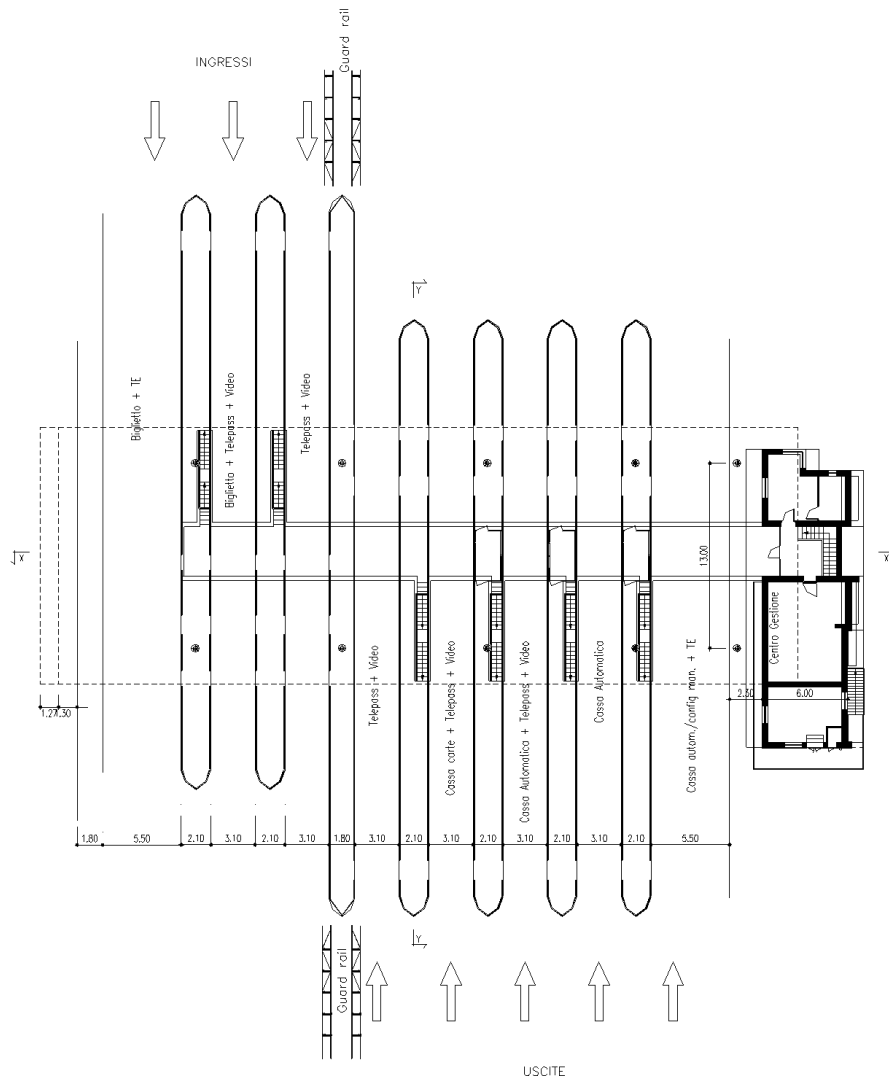


Figura 1.1: Planimetria Sistemazione Casello ingresso/uscita

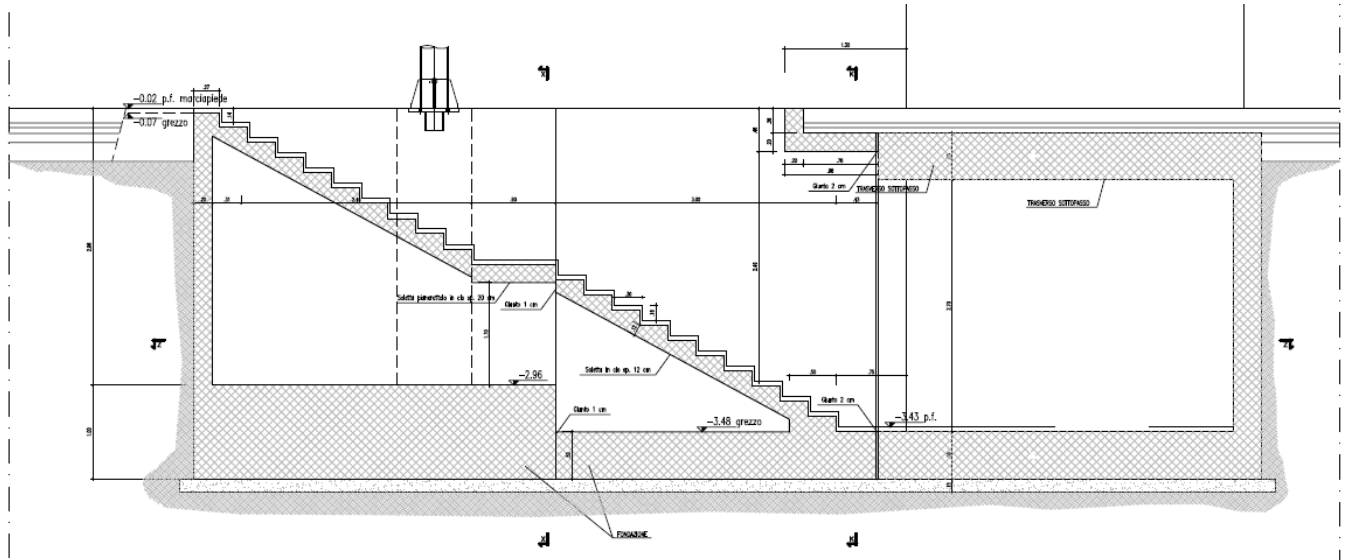


Figura 1.4: Sezione Y-Y

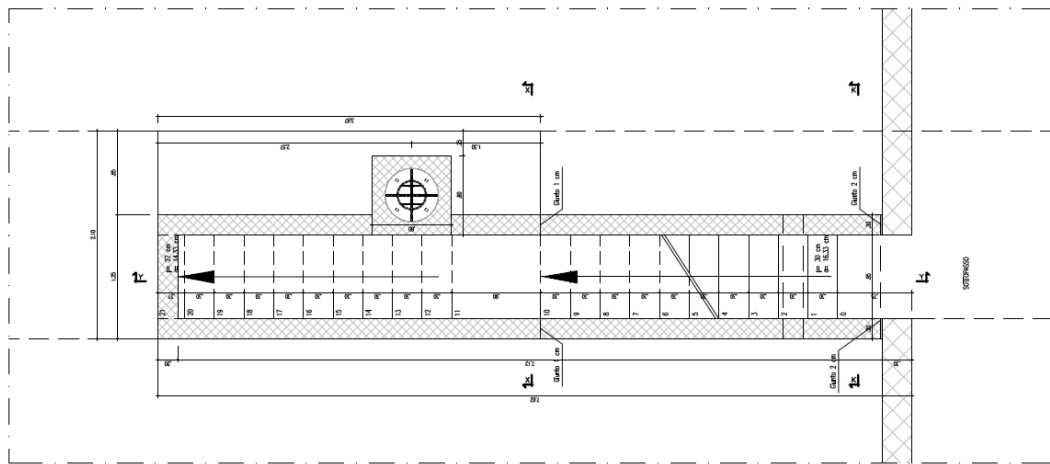


Figura 1.5: Sezione Z-Z

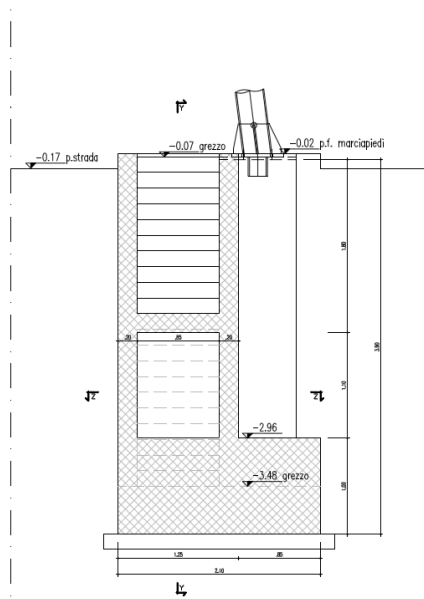


Figura 1.6: Sezione X-X

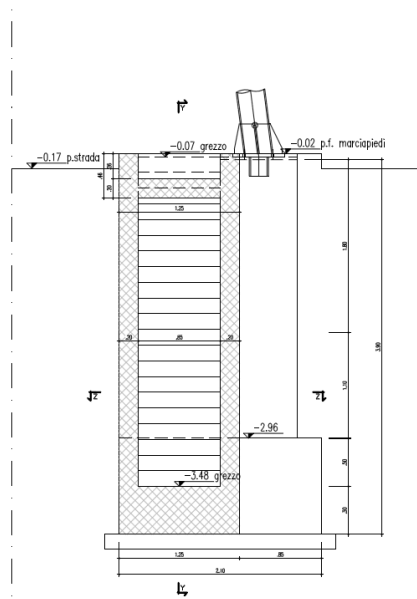


Figura 1.7: Sezione K-K

1.1. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

La progettazione degli elementi strutturali è stata condotta in conformità al quadro legislativo attualmente vigente in merito al dimensionamento delle strutture e per quanto riguarda la classificazione sismica del territorio nazionale. Le norme di riferimento adottate sono riportate nel seguito:

Legge n. 1086 del 5 Novembre 1971. *"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica"*.

Legge n. 64 del 2 Febbraio 1974. *"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"*.

D.M. del 3 Marzo 1975. *"Approvazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche"*.

D.M. del 3 Marzo 1975. *"Disposizioni concernenti l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche"*.

D.M. del 3 Ottobre 1978. *"Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi"*.

D.M. del 14 Febbraio 1992. *"Norme Tecniche per l'esecuzione delle opere in C.A. normale e precompresso e per le strutture metalliche"*.

Istruzioni per la valutazione delle Azioni sulle Costruzioni. (C.N.R. 10012/85)

D.M. del 9 Gennaio 1996. *"Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche"*.

D.M. del 16 Gennaio 1996. *"Norme tecniche relative ai «Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi»"*.

D.M. del 16 Gennaio 1996. *"Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche"*

Ordinanza n. 3274 del 20 Marzo 2003. *"Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"*

Ordinanza n. 3316. *"Modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003"*

D.M. del 14 Gennaio 2008 *"Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni"*

1.2. DURABILITÀ E PRESCRIZIONI DEI MATERIALI

La forte importanza che riveste la durabilità dell'opera in funzione dell'ambiente nel quale è inserita, ha comportato una notevole attenzione alle tipologie dei materiali da utilizzarsi per le strutture da realizzare. Si consideri, infatti, che il manufatto deve garantire adeguati livelli di sicurezza anche dopo l'inevitabile degrado dei materiali dovuto al tempo ed all'azione degli agenti atmosferici.

Tutti questi elementi ambientali costituiscono dei fattori importantissimi dai quali non è possibile esulare quando si stabilisce la tipologia dei materiali che saranno impiegati per la realizzazione dell'opera, pensando questo nell'ottica di garantire alla stessa una vita media compatibile con l'investimento che si sta realizzando.

1.2.1. Classi di esposizione ambientale

Ai fini di una corretta prescrizione del calcestruzzo, occorre classificare l'ambiente nel quale ciascun elemento strutturale sarà inserito. Per "ambiente", in questo contesto, si intende l'insieme delle azioni chimico-fisiche alle quali si presume che potrà essere esposto il calcestruzzo durante il periodo di vita delle opere e che causa effetti che non possono essere classificati come dovuti a carichi o ad azioni indirette quali deformazioni impresse, cedimenti e variazioni termiche.

In funzione di tali azioni, sono individuate le classi e sottoclassi di esposizione ambientale del calcestruzzo elencate nella tabella che segue.

Classi di esposizione per calcestruzzo strutturale, in funzione delle condizioni ambientali secondo norma UNI 11104:2004 e UNI EN 206-1:2006

Classe esposizione norma UNI 9858	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206-1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco						
1	X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici: in ambiente molto asciutto.	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico.	-	C 12/15	
2 Corrosione indotta da carbonatazione						
Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel coprifero o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi su può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.						
2 a	XC1	Asciutto o permanentemente bagnato.	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immerse in acqua.	0,60	C 25/30	
2 a	XC2	Bagnato, raramente asciutto.	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	0,60	C 25/30	
5 a	XC3	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non comprese nella classe XC2.	0,50	C 32/40	
3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare						
5 a	XD1	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XD2	Bagnato, raramente asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua anche industriale contenete cloruri (Piscine).	0,50	C 32/40	
5 c	XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.	0,45	C 35/45	

Casello di esazione Sv. Montebelluna est – Rel. di calcolo scale sottopasso barriera e fondazione pensilina copertura

Classe esposizione norma UNI 9858	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206 -1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare						
4 a 5 b	XS1	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità.	0,50	C 32/40	
	XS2	Permanentemente sommerso.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immersi in acqua.	0,45	C 35/45	
	XS3	Zone esposte agli spruzzi o alle marea.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.	0,45	C 35/45	
5 Attacco dei cicli di gelo/disgelo con o senza disgelanti *						
2 b	XF1	Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante.	Superfici verticali di calcestruzzo come facciate e colonne esposte alla pioggia ed al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua.	0,50	C 32/40	
3	XF2	Moderata saturazione d'acqua, in presenza di agente disgelante.	Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti.	0,50	C 25/30	3,0
2 b	XF3	Elevata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante	Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo.	0,50	C 25/30	3,0
3	XF4	Elevata saturazione d'acqua, con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare.	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai sali disgelanti in modo diretto o indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare.	0,45	C 28/35	3,0
6 Attacco chimico**						
5 a	XA1	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Contenitori di fanghi e vasche di decantazione. Contenitori e vasche per acque reflue.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo o secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi.	0,50	C 32/40	
5 c	XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di acque industriali fortemente aggressive. Contenitori di foraggi, mangimi e liquame provenienti dall'allevamento animale. Torri di raffreddamento di fumi di gas di scarico industriali.	0,45	C 35/45	
<p>*) Il grado di saturazione della seconda colonna riflette la relativa frequenza con cui si verifica il gelo in condizioni di saturazione: - moderato: occasionalmente gelato in condizione di saturazione; - elevato: alta frequenza di gelo in condizioni di saturazione.</p> <p>**) Da parte di acque del terreno e acque fluenti.</p>						

Tabella 1.1: Classi di esposizione e requisiti minimi del calcestruzzo in funzione della classe d'esposizione

Le resistenze caratteristiche R_{ck} della tabella precedente sono da considerarsi quelle minime in relazione agli usi indicati in funzione della classe di esposizione. Le miscele non presenteranno un contenuto di cemento minore di 280 kg/m³. La definizione di una soglia minima per il dosaggio di cemento, risponde all'esigenza di garantire in ogni caso una sufficiente quantità di pasta di cemento, condizione essenziale per ottenere un calcestruzzo indurito a struttura chiusa e poco permeabile. Nelle normali condizioni operative, il rispetto dei valori di R_{ck} e a/c della tabella precedente può comportare dosaggi di cemento anche sensibilmente più elevati del valore minimo indicato.

Facendo riferimento alla tabella precedente, la classe di esposizione attribuita ai vari elementi strutturali costituenti le opere è così riassunta:

Travi di fondazione:	XC2;
Paramenti verticali interrato:	XC2;
Paramenti verticali fuori terra e orizzontamenti:	XC1;

1.2.2. Caratteristiche dei materiali

Fondazione gettata in opera:	C 25/30 N/mm ² ;
Elevazione setti in c.a.:	C 25/30 N/mm ²
Orizzontamenti (travi e solai in latero cemento):	C 25/30 N/mm ²

Acciaio per armature di tipo B450C

Modulo di elasticità di Joung (E)	210.000 N/mm ² ;
Tensione caratteristica di snervamento $f_{y\ nom}$	450 N/mm ² ;
Tensione caratteristica di rottura $f_{t\ nom}$	540 N/mm ² .

1.2.3. Copriferro minimo e copriferro nominale

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale c_{nom} è somma di due contributi, il copriferro minimo c_{min} e la tolleranza di posizionamento h . Vale pertanto: $c_{nom} = c_{min} + h$.

I valori di copriferro minimo in funzione delle classi di esposizione del calcestruzzo sono indicati nella tabella seguente. La tolleranza di posizionamento delle armature h , nel caso di strutture gettate in opera, dovrà essere assunta pari ad almeno 5 mm. Considerando la classe di esposizione ambientale delle diverse sottostrutture, si dovranno adoperare dei copriferri adeguati come prescritti nella tavola delle prescrizioni dei materiali allegata al progetto. Nel caso specifico sarà considerato un valore pari a 4 cm in fondazione e di 3cm. per la struttura in elevazione (setti e travi).

Casello di esazione Sv. Montebelluna est – Rel. di calcolo scale sottopasso barriera e fondazione pensilina copertura

Ambiente	Classe di esposizione	C_{min} (mm)
Molto secco	X0	15
Umido senza gelo	XC1 XC2	20
Debolmente aggressivo	XC3 XA1 XD1	
Umido con gelo	XF1	
Marino senza gelo	XS1 XD2	30
Moderatamente aggressivo	XA2 XC4	
Umido con gelo e sali disgelanti	XF3	
Marino con gelo	XF2	
Fortemente aggressivo	XS2 XS3XA3 XD3 XF4	40

Tabella 1.2 – Copriferro minimo e classi di esposizione

1.2.4. Caratteristiche dei costituenti il calcestruzzo

Cemento

Si utilizzeranno unicamente i cementi previsti nella Legge 26 Maggio 1965 n° 595 che soddisfino i requisiti di accettazione elencati nella norma UNI ENV 197/1, con esclusione del cemento alluminoso e dei cementi per sbarramenti di ritenuta.

Acqua d'impasto

L'acqua d'impasto, di provenienza nota, dovrà avere caratteristiche costanti nel tempo, conformi a quelle della norma UNI EN 1008.

Aggregati

Gli aggregati impiegati per il confezionamento del calcestruzzo dovranno avere caratteristiche conformi a quelle previste nella parte 1^a della norma UNI 8520. Le caratteristiche dovranno essere verificate in fase di qualifica delle miscele. In caso di fornitura di aggregati da parte di azienda dotata di Sistema Qualità certificato secondo norme UNI EN ISO 9000, saranno ritenuti validi i risultati delle prove effettuate dall'Azienda.

1.2.5. Caratteristiche delle miscele

Granulometria degli aggregati

Per la realizzazione di calcestruzzi con classi di resistenza maggiori di C 12/15 gli aggregati dovranno appartenere ad almeno tre classi granulometriche diverse. Nella composizione della curva granulometrica nessuna frazione sarà dosata in percentuale maggiore del 55%, salvo preventiva autorizzazione del Direttore dei Lavori.

Le classi granulometriche saranno mescolate tra loro in percentuali tali da formare miscele rispondenti ai criteri di curve granulometriche di riferimento, teoriche o sperimentali, scelte in modo che l'impasto fresco e indurito abbia i prescritti requisiti di resistenza, consistenza, omogeneità, aria inglobata, permeabilità, ritiro e acqua essudata. Si dovrà adottare una curva granulometrica che, in relazione al dosaggio di cemento, garantisca la massima compattezza e la migliore lavorabilità del calcestruzzo.

Dimensione massima nominale dell'aggregato

La massima dimensione nominale dell'aggregato è scelta in funzione dei valori di copriferro ed interferro, delle dimensioni minime dei getti, delle modalità di getto e del tipo di mezzi d'opera utilizzati per la compattazione dei getti;

come previsto nel punto 5.4. della norma UNI 9858, la dimensione massima nominale dell'aggregato non dovrà essere maggiore:

- di un quarto della dimensione minima dell'elemento strutturale;
- della distanza tra le singole barre di armatura o tra gruppi di barre d'armatura (interferro) diminuita di 5 mm;
- di 1,3 volte lo spessore del copriferro .

Dalla analisi dei dati citati si evince che la massima dimensione dell'inerte non potrà superare i 40 mm di diametro.

Rapporto acqua/cemento

La quantità d'acqua totale da impiegare per il confezionamento dell'impasto dovrà essere calcolata tenendo conto dell'acqua libera contenuta negli aggregati. Si dovrà fare riferimento alla norma UNI 8520 parti 13^a e 16^a per la condizione "satura a superficie asciutta", nella quale l'aggregato non assorbe né cede acqua all'impasto. Facendo riferimento inoltre alla classe di esposizione ambientale, il rapporto acqua cemento non potrà superare il valore $a/c = 0,60$.

1.3. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

In questo paragrafo, sono indicate le caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni in sito, per la tratta in questione:

TERRENO FONDAZIONE – AL1

Peso di volume del terreno.....	19.00	kN/m ³
Peso di volume saturo del terreno.....	20.00	kN/m ³
Angolo di attrito interno	38°	
Angolo di attrito terra- muro.....	38°	
Coesione	0.000	Mpa

2. SCHEMATIZZAZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

2.1. MODELLO DI CALCOLO

Per valutare le sollecitazioni sugli elementi della struttura oggetto di analisi è stato utilizzato il software di calcolo strutturale Midas Civil 2011 v.1.1 col quale è stato definito un modello agli elementi finiti; il pilastro è stato modellato come un elemento beam incastrato alla base ad una fondazione schematizzata come elemento shell, il terreno di fondo e quello laterale insistente sul pilastro, sono stati invece modellati con delle molle reagenti a sola compressione di rigidezza opportunamente valutata secondo le indicazioni fornite dagli studi geotecnici.

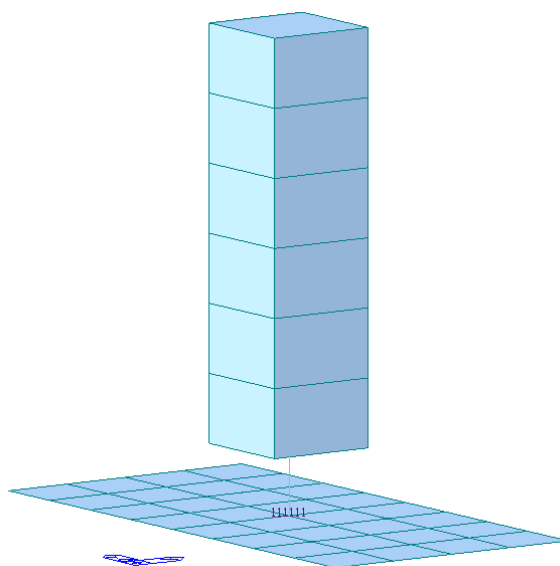


Figura 2.1: Modello agli elementi finiti

2.2. ANALISI DEI CARICHI

2.2.1. Azioni sulle strutture

Il peso proprio delle strutture (fondazione e pilastro di fondazione per la struttura di copertura in acciaio) oggetto di verifica è determinato automaticamente dal programma di calcolo, mentre dopo apposito calcolo sono stati definiti i carichi dovuti all'inerzia degli elementi strutturali in condizione sismica ed al terreno agente sulla struttura,.

Per quanto allo scarico della struttura della pensilina sul plinto di fondazione si è fatto riferimento ai valori riportati nella relazione di calcolo della carpenteria metallica redatto da SETECO Ingegneria s.r.l. e relativo al casello in questione.

2.2.2. Dati sismici

Di seguito si riportano i dati sismici adoperati per l'analisi strutturale dell'opera in oggetto; per tener conto degli effetti sismici è stata effettuata una analisi statica equivalente.

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
12.1154

LATITUDINE
45.7782

Ricerca per comune

REGIONE
Veneto

PROVINCIA
Treviso

COMUNE
Volpago del Montello

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_n info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_u info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	
SLO - $P_{VR} = 81\%$	45
SLD - $P_{VR} = 63\%$	75
Stati limite ultimi - SLU	
SLV - $P_{VR} = 10\%$	712
SLC - $P_{VR} = 5\%$	1462

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo info

Categoria topografica info

$S_E = 1.159$ $C_D = 1.373$ info

$h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) $\zeta = 15$ $\eta = 0.707$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU) $q_d = 1.5$ $\eta = 0.667$ info

Compon. verticale

Spettro di progetto $q = 1.5$ $\eta = 0.667$ info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

PV_D_GS_EC_CE_3_C_013-001_0_004_R_A_0

SIS Scpa

13 di 45

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.249 g
F_a	2.418
T_a	0.330 s
S_a	1.159
C_a	1.373
S_a	1.000
q	1.414

Parametri dipendenti

S	1.159
η	0.707
T_B	0.151 s
T_C	0.454 s
T_D	2.596 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_a \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q$ (NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5)

$T_B = T_a / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)

$T_C = C_a \cdot T_a$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)

$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$ (NTC-07 Eq. 3.2.9)

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

$T_B \leq T < T_C$ $S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$

$T_C \leq T < T_D$ $S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo con ηq , dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	S_e [g]
0.000	0.289
0.151	0.494
0.454	0.494
0.556	0.403
0.658	0.340
0.760	0.295
0.862	0.260
0.964	0.232
1.066	0.210
1.168	0.192
1.270	0.176
1.372	0.163
1.474	0.152
1.576	0.142
1.678	0.133
1.780	0.126
1.882	0.119
1.984	0.113
2.086	0.107
2.188	0.102
2.290	0.098
2.392	0.094
2.494	0.090
2.596	0.086
2.663	0.082
2.730	0.078
2.796	0.074
2.863	0.071
2.930	0.068
2.997	0.065
3.064	0.062
3.131	0.059
3.198	0.057
3.264	0.055
3.331	0.052
3.398	0.050
3.465	0.050
3.532	0.050
3.599	0.050
3.666	0.050
3.733	0.050
3.799	0.050
3.866	0.050
3.933	0.050
4.000	0.050

2.3. COMBINAZIONI DI CARICO

Di seguito si riportano i coefficienti parziali da considerare nella combinazione delle azioni:

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

e i coefficienti parziali di sicurezza γ_G e γ_{Qj} :

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		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_{Q1}	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.					

3. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

3.1. VERIFICHE DI RESISTENZA

3.1.1. Analisi

3.1.1.1. Metodi di analisi

L'analisi della sezione è condotta con un metodo iterativo.

Date le caratteristiche geometriche e note le caratteristiche dei materiali costituenti la sezione, si costruisce la matrice di rigidezza della sezione, \mathbf{K} (matrice di dimensioni 3x3).

Il vettore \mathbf{p} dei carichi è costituito dalle sollecitazioni agenti sulla sezione, per $\mathbf{p} = [N, M_x, M_y]$

mentre il vettore degli spostamenti è definito come $\mathbf{u} = [\varepsilon, \phi_x, \phi_y]$ in cui ε rappresenta la deformazione assiale e ϕ_x e ϕ_y rappresentano le rotazioni lungo l'asse X e lungo l'asse Y.

La relazione carichi spostamenti è espressa, in funzione delle grandezze definite precedentemente, come:

$$\mathbf{p} = \mathbf{K} \mathbf{u}$$

Da questa espressione è facile ricavare il vettore degli spostamenti come:

$$\mathbf{u} = \mathbf{K}^{-1} \mathbf{p}$$

dove \mathbf{K}^{-1} rappresenta la matrice inversa di \mathbf{K} .

Una volta determinato il vettore degli spostamenti è possibile ricavare la tensione in qualsiasi punto della sezione. Infatti, se P è un generico punto di coordinate (x, y), la tensione nel punto P sarà data da:

$$\sigma(\mathbf{x}, \mathbf{y}) = E (\varepsilon + \phi_x x + \phi_y y)$$

dove E è il modulo di elasticità normale del materiale.

3.1.1.2. Determinazione delle tensioni tangenziali

Per quanto riguarda l'analisi delle tensioni tangenziali da taglio si fa riferimento alla teoria di Jourawski, che dà la tensione media su una corda generica.

Ad esempio, nel caso di sezione rettangolare soggetta ad un taglio T_y l'espressione delle tensione tangenziale media su una corda C1-C2 parallela all'asse X (lunghezza della corda pari a b) è la seguente:

$$\tau = (T_y S_x) / (b I_x)$$

dove I_x è il momento di inerzia di tutta la sezione reagente rispetto all'asse X (ortogonale al taglio T_y), S_x è il momento statico dell'area sottesa dalla corda C1-C2 rispetto all'asse X.

La formula di Jourawski, opportunamente generalizzata, consente di ricavare la tensione media su una corda generica anche nel caso generale di flessione composta e taglio composto (T_x , T_y entrambi diversi da zero).

3.1.1.3. Analisi alle tensioni ammissibili

I valori delle tensioni ammissibili dei materiali impiegati sono i seguenti:

$$\sigma_c = 60 + (R_{bk} - 150) / 4$$

$$\tau_{c0} = 4 + (R_{bk} - 150) / 75$$

$$\tau_{c1} = 14 + (R_{bk} - 150) / 35$$

La teoria del calcolo elastico delle sezioni si basa sulle seguenti tre ipotesi fondamentali:

- 1) il calcestruzzo si comporta a compressione come un materiale omogeneo ed isotropo;
- 2) il calcestruzzo e l'armatura si considerano solidali in virtù dell'aderenza;
- 3) il calcestruzzo si considera non reagente a trazione.

3.1.1.4. Analisi agli stati limite ultimi

La verifica di sicurezza di una struttura, condotta mediante il metodo semiprobabilistico agli stati limite ultimi, consiste nel confrontare le sollecitazioni di calcolo con quelle compatibili con lo stato limite ultimo. Il metodo semiprobabilistico prevede che per le azioni e le resistenze vengano utilizzati i loro valori caratteristici.

Gli stati limite per sollecitazioni che generano tensioni normali, sono quelli derivanti dalle sollecitazioni di sforzo normale, flessione e presso o tenso-flessione.

La determinazione dello stato limite ultimo nella sezione di tali membrature viene condotta nelle ipotesi che:

- le sezioni rimangano piane fino a rottura;
- il diagramma delle deformazioni nella sezione si conserva rettilineo;
- aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- il calcestruzzo si considera non reagente a trazione.

Per i materiali sono assunti i legami costitutivi specificati di seguito.

Per il conglomerato si assume come legame costitutivo quello definito dal diagramma parabola-rettangolo del C.E.B. (Comitato Europeo del Calcestruzzo), considerando il materiale esclusivamente reagente per tensioni di compressione.

Esso è costituito da due rami: il primo, di tipo elasto-plastico, definito da un arco di parabola di secondo grado passante per l'origine, e con asse parallelo a quello delle ascisse; la tangente orizzontale, prolungata fino alla deformazione ultima, costituisce il secondo tratto rettilineo a comportamento perfettamente plastico a deformazione limitata.

Indicate con R_c^* la resistenza di calcolo, con ϵ_{ck} la deformazione in corrispondenza del punto di separazione tra il comportamento elasto-plastico e quello perfettamente plastico, e con ϵ_{ck} la deformazione ultima del conglomerato, il

legame costitutivo risulta espresso dalle seguenti relazioni, considerando positive le deformazioni ε_c e le tensioni σ_c di compressione:

L'ordinata massima R_c^* è data da:

$$R_c^* = (0.85 * 0.83 * R_{bk}) / \gamma_c$$

in cui R_{bk} è la resistenza caratteristica relativa a provini di forma cubica, 0.83 è un coefficiente riduttivo che consente il passaggio alla resistenza caratteristica cubica, 0.85 è un coefficiente riduttivo che tiene conto del possibile effetto esercitato sulla resistenza da una lunga durata del carico.

Per stati limite ultimi le normative attribuiscono al coefficiente γ_c il valore: $\gamma_c = 1.5$.

Le altre grandezze caratteristiche utilizzate nelle formule hanno i seguenti valori:

$$\varepsilon_{ck} = 0.20 \% - \varepsilon_{cu} = 0.35 \%$$

Per quanto riguarda l'acciaio viene considerato a comportamento elastico-perfettamente plastico a deformazione limitata sia a trazione che a compressione.

Indicate con f_{yk} la resistenza caratteristica di snervamento a trazione, ε_{syk} la deformazione di snervamento a trazione, ε_{su} la deformazione limite a trazione e con $R_s^* = f_{yk} / \gamma_s$ la resistenza di calcolo a trazione, il legame costitutivo risulta definito da una bilatera ottenuta dal diagramma caratteristico effettuando una **affinità** parallela alla tangente all'origine nel rapporto $1 / \gamma_s$.

Le norme prescrivono per la deformazione limite dell'acciaio il valore:

Per il coefficiente γ_s del materiale, le norme prescrivono:

- $\gamma_s = 1.15$ per tutti i tipi di acciaio.

Per tutti i tipi di acciaio il modulo elastico all'origine si assume pari a $E_s = 2100000 \text{ Kg/cm}^2$

Il legame costitutivo (o diagramma di calcolo) risulta quindi definito dalle seguenti relazioni:

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_s \quad \text{per } 0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy}$$

$$\sigma_s = R_s^* \quad \text{per } \varepsilon_{sy} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$$

3.1.1.5. Diagramma M-N allo stato limite ultimo

Lo stato limite ultimo di una sezione in cemento armato a doppia armatura, sottoposta a sollecitazione composta di sforzo normale e flessione retta, avviene con il raggiungimento dei valori della deformazione limite ultima nelle fibre più sollecitate dell'acciaio o del conglomerato ovvero di entrambi i materiali.

La sezione tenso-presoinflessa raggiunge lo stato limite ultimo con una delle 7 modalità seguenti:

1. cedimento di entrambe le armature tese, in assenza di contributo alla resistenza del conglomerato sollecitato a trazione in tutta la sezione;

2. cedimento dell'armatura tesa inferiore con conglomerato compresso in campo elasto-plastico. Il conglomerato non attinge la resistenza ultima di calcolo;
3. cedimento dell'armatura tesa inferiore con conglomerato compresso in campo plastico. Il conglomerato ha raggiunto la resistenza di calcolo ma non la deformazione ultima;
4. cedimento del conglomerato compresso con acciaio teso in campo plastico;
5. cedimento del conglomerato compresso essendo l'acciaio teso in campo elastico;
6. cedimento del conglomerato con entrambe le armature compresse e asse neutro compreso fra le armature inferiori e le fibre inferiori della sezione;
7. sezione interamente compressa e schiacciamento del conglomerato. La situazione corrisponde al caso di solo sforzo normale.

Per una assegnata sezione è possibile determinare, in corrispondenza di un generico stato deformativo ultimo, la risultante e il momento risultante delle tensioni normali interne rispetto al baricentro della sezione geometrica. Si individua, per l'equilibrio, una coppia di grandezze (N, M), caratteristiche della sollecitazione, che porta al raggiungimento dello stato limite ultimo della sezione.

3.1.1.6. Calcolo del fattore di sicurezza della sezione allo Stato Limite Ultimo

Per una sezione soggetta a presso flessione (M_x , M_y , N) si possono definire più fattori di sicurezza.

L'uscita del punto delle sollecitazioni $P = (M_x, M_y, N)$ può avvenire in generale nei seguenti modi:

1. per aumento proporzionale delle tre componenti di sollecitazione N, M_x , M_y ;
2. per aumento contemporaneo di N, M_x ($M_y = \text{cost}$);
3. per aumento contemporaneo di N, M_y ($M_x = \text{cost}$);
4. per aumento della sola componente N ($M_x = \text{cost}$, $M_y = \text{cost}$);
5. per aumento della sola componente del momento M_x ($N = \text{cost}$, $M_y = \text{cost}$);
6. per aumento contemporaneo di M_x , M_y ($N = \text{cost}$);
7. per l'aumento della sola componente M_y ($N = \text{cost}$, $M_x = \text{cost}$).

3.1.1.7. Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti

Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = [0,18 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d \geq (v_{\min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$$

con:

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

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove:

- d e l'altezza utile della sezione (in mm);
- $\rho_l = A_{sl} / (b_w d)$ e il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);
- $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ e la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);
- b_w e la larghezza minima della sezione (in mm).

Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} e il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a *taglio trazione* si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 d A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a *taglio compressione* si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

La resistenza al taglio della trave e la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

dove:

- A_{sw} area dell'armatura trasversale;
- s interasse tra due armature trasversali consecutive;
- α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- f'_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 f_{cd}$);
- α_c coefficiente maggiorativo pari a:

1	per membrane non compresse
$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$

$$2,5 (1 - \sigma_{cp} / f_{cd}) \quad \text{per } 0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$$

3.1.1.8. Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni torcenti

La verifica di resistenza (SLU) consiste nel controllare che:

$$T_{Rd} \geq T_{Ed}$$

dove T_{Ed} è il valore di calcolo del momento torcente agente.

Per elementi prismatici sottoposti a torsione semplice o combinata con altre sollecitazioni, che abbiano sezione piena o cava, lo schema resistente è costituito da un traliccio periferico in cui gli sforzi di trazione sono affidati alle armature longitudinali e trasversali ivi contenute e gli sforzi di compressione sono affidati alle bielle di calcestruzzo.

Con riferimento al calcestruzzo la resistenza si calcola con:

$$T_{Rcd} = 2 A t f'_{cd} \operatorname{ctg}^2 \theta$$

dove t è lo spessore della sezione cava; per sezioni piene $t = A_c/u$ dove A_c è l'area della sezione ed u è il suo perimetro; t deve essere assunta comunque . 2 volte la distanza fra il bordo e il centro dell'armatura longitudinale.

Le armature longitudinali e trasversali del traliccio resistente devono essere poste entro lo spessore t del profilo periferico. Le barre longitudinali possono essere distribuite lungo detto profilo, ma comunque una barra deve essere presente su tutti i suoi spigoli.

Con riferimento alle staffe trasversali la resistenza si calcola con:

$$T_{Rsd} = 2 A A_s/s f_{yd} \operatorname{ctg} \theta$$

Con riferimento all'armatura longitudinale la resistenza si calcola con:

$$T_{Rld} = 2 A \Sigma A_l / u_m f_{yd} / \operatorname{ctg} \theta$$

dove si è posto:

- A area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico;
- A_s area delle staffe;
- u_m perimetro medio del nucleo resistente
- s passo delle staffe;
- ΣA_l area complessiva delle barre longitudinali.

L'inclinazione θ delle bielle compresse di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$0,4 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2,5$$

Entro questi limiti, nel caso di torsione pura, può porsi $\operatorname{ctg} \theta = (a_l/a_s)^2$.

con: $a_l = \Sigma A_l / u_m$

$$a_s = A_s / s$$

La resistenza alla torsione della trave è la minore delle tre sopra definite:

$$T_{Rd} = \min (T_{Rcd}, T_{Rsd}, T_{Rld})$$

3.1.1.9. Impostazioni verifiche SLU**Coefficienti di sicurezza del c.a.**

Coefficienti sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficienti sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficienti sicurezza dell'acciaio	1.15
Fattore di riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficienti di sicurezza della sezione	1.00

3.1.1.10. Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali Ordinarie

Armatura ad aderenza migliorata

Verifica fessurazione

Metodo di calcolo aperture delle fessure: Circolare Ministeriale 252 (15/10/1996) / NTC 2008 I° Formulazione

Sensibilità delle armature Poco sensibile

Valori limite delle aperture delle fessure $w_1 = 0.20$ $w_2 = 0.30$ $w_3 = 0.40$ **Verifica delle tensioni**

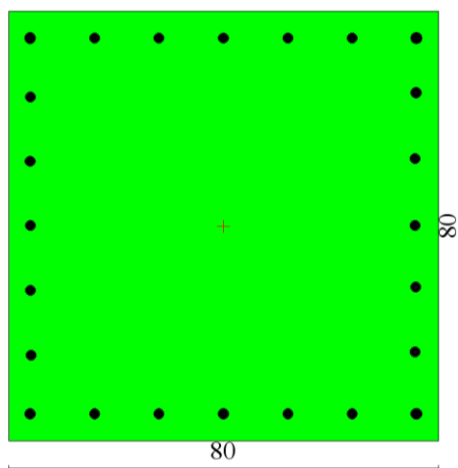
Combinazione di carico	Rara	$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$	$\sigma_f < 0.80 f_{yk}$
Combinazione di carico	Quasi permanente	$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$	$\sigma_f < 1.00 f_{yk}$
Combinazione di carico	Frequente	$\sigma_c < 1.00 f_{ck}$	$\sigma_f < 1.00 f_{yk}$

3.1.1. Pilastro

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza, per le combinazioni più gravose, relative al pilastro.

3.1.1.1. Dati

Nome sezione:	PILASTRO	
Tipo sezione	Rettangolare	
Base	80.0	[cm]
Altezza	80.0	[cm]



Caratteristiche geometriche

Area sezione	6400.00	[cmq]
Inerzia in direzione X	3413333.3	[cm^4]
Inerzia in direzione Y	3413333.3	[cm^4]
Inerzia in direzione XY	0.0	[cm^4]
Ascissa baricentro sezione	$X_G = 40.00$	[cm]
Ordinata baricentro sezione	$Y_G = 40.00$	[cm]

Elenco ferri

Simbologia adottata

Posizione riferita all'origine

N° numero d'ordine

X Ascissa posizione ferro espresso in [cm]

Y Ordinata posizione ferro espresso in [cm]

d Diametro ferro espresso in [mm]

ω Area del ferro espresso in [cmq]

N°	X	Y	d	ω
1	76.00	75.00	22	3.80
2	64.00	75.00	20	3.14
3	52.00	75.00	20	3.14
4	40.00	75.00	20	3.14
5	28.00	75.00	20	3.14
6	16.00	75.00	20	3.14
7	4.00	75.00	22	3.80

Casello di esazione Sv. Montebelluna est – Rel. di calcolo scale sottopasso barriera e fondazione pensilina copertura

8	4.00	5.00	22	3.80
9	16.00	5.00	20	3.14
10	28.00	5.00	20	3.14
11	40.00	5.00	20	3.14
12	52.00	5.00	20	3.14
13	64.00	5.00	20	3.14
14	76.00	5.00	22	3.80
15	75.90	64.80	20	3.14
16	75.70	52.50	20	3.14
17	75.70	40.10	20	3.14
18	75.80	28.60	20	3.14
19	75.70	16.50	20	3.14
20	4.10	64.00	20	3.14
21	4.00	52.00	20	3.14
22	4.10	40.10	20	3.14
23	4.10	28.00	20	3.14
24	4.20	15.90	20	3.14

3.1.1.2. Combinazioni*Simbologia adottata*

N° numero d'ordine della combinazione

N sforzo normale espresso in[kN]

M_Y momento lungo Y espresso in [kNm]M_X momento lungo X espresso in [kNm]M_t momento torcente espresso in [kNm]T_Y taglio lungo Y espresso in [kN]T_X taglio lungo X espresso in [kN]

VD verifica di dominio

VT verifica tensionale (SLER - Combinazione rara, SLEF - Combinazione frequente, SLEQP - Combinazione quasi permanente, TAMM -

Verifica a tensioni ammissibili)

N°	N	M _Y	M _X	M _t	T _Y	T _X	VD	VT
1	657.0000	220.0000	25.0000	0.0000	73.0000	5.0000	SI	NO
2	406.0000	364.0000	25.0000	0.0000	120.0000	5.0000	SI	NO
3	445.0000	953.0000	20.0000	0.0000	320.0000	8.0000	SI	NO
4	785.0000	304.0000	24.0000	0.0000	105.0000	10.0000	SI	NO
5	460.0000	146.0000	18.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLER

Casello di esazione Sv. Montebelluna est – Rel. di calcolo scale sottopasso barriera e fondazione pensilina copertura

6	395.0000	243.0000	18.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLER
7	328.0000	0.0000	18.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF
8	283.0000	49.0000	18.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF
9	300.0000	0.0000	18.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEQP

3.1.2. Risultati analisi**Caratteristiche asse neutro***Simbologia adottata*

N° numero d'ordine della combinazione

Xc posizione asse neutro espresso in [cm]

 α inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale, espressa in [°]

(xi; yi) - (xf; yf) Punti di intersezione dell'asse neutro con il perimetro della sezione, espressi in [cm]

N°	Xc	α	(xi; yi)	(xf; yf)
5	52.31	-7.21	(-336.64; 80.00)	(295.55; 0.00)
6	35.99	-3.82	(-459.48; 80.00)	(737.16; 0.00)
7	147.17	89.78	(80.00; 38548.48)	(-67.17; 0.00)
8	80.85	-20.77	(-147.98; 80.00)	(80.00; -6.48)
9	138.03	89.80	(80.00; 38623.90)	(-58.03; 0.00)

3.1.2.1. Risultati tensionali*Simbologia adottata*

N° numero d'ordine della combinazione

 σ_{c-max} Tensione massima nel calcestruzzo espresso in [kg/cm²] σ_{c-min} Tensione minima nel calcestruzzo espresso in [kg/cm²] σ_{f-max} Tensione massima nel ferro espresso in [kg/cm²] σ_{f-min} Tensione minima nel ferro espresso in [kg/cm²] τ_c Tensione tangenziale nel calcestruzzo espresso in [kg/cm²]

N°	σ_{c-max}	σ_{c-min}	τ_c	σ_{f-max}	σ_{f-min}
5	24.66	0.00	0.00	331.26	-223.76
6	39.18	0.00	0.00	501.86	-717.20
7	6.08	0.00	0.00	88.65	43.90
8	10.27	0.00	0.00	142.40	-30.90
9	5.70	0.00	0.00	82.98	38.25

3.1.2.2. Sollecitazioni ultime*Simbologia adottata*

N° numero d'ordine della combinazione

N_u Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]M_{Xu} Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]M_{Yu} Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]

FS Fattore di sicurezza

Combinazione n° 1

N_u	M_{Xu}	M_{Yu}	FS
<u>4718.6586</u>	<u>179.5532</u>	<u>1580.0683</u>	7.18
<u>10641.0545</u>	<u>404.9107</u>	220.0000	16.20
<u>4850.5464</u>	25.0000	<u>1624.2317</u>	7.38
<u>11419.6019</u>	25.0000	220.0000	17.38
657.0000	<u>1207.0749</u>	220.0000	48.28
657.0000	<u>137.4241</u>	<u>1209.3320</u>	5.50
657.0000	25.0000	<u>1224.5894</u>	5.57

Combinazione n° 2

N_u	M_{Xu}	M_{Yu}	FS
<u>1571.2174</u>	<u>96.7498</u>	<u>1408.6776</u>	3.87
<u>9746.1766</u>	<u>600.1340</u>	364.0000	24.01
<u>1584.6632</u>	25.0000	<u>1420.7325</u>	3.90
<u>10938.4234</u>	25.0000	364.0000	26.94
406.0000	<u>1093.4177</u>	364.0000	43.74
406.0000	<u>79.1020</u>	<u>1151.7255</u>	3.16
406.0000	25.0000	<u>1158.6764</u>	3.18

Combinazione n° 3

N_u	M_{Xu}	M_{Yu}	FS
<u>560.4419</u>	<u>25.1884</u>	<u>1200.2273</u>	1.26
<u>8307.8164</u>	<u>373.3850</u>	953.0000	18.67
<u>560.6393</u>	20.0000	<u>1200.6499</u>	1.26
<u>8780.6171</u>	20.0000	953.0000	19.73
445.0000	<u>635.5421</u>	953.0000	31.78
445.0000	<u>24.5457</u>	<u>1169.6026</u>	1.23
445.0000	20.0000	<u>1170.1216</u>	1.23

Combinazione n° 4

N_u	M_{Xu}	M_{Yu}	FS
<u>4198.6273</u>	<u>128.3657</u>	<u>1625.9652</u>	5.35
<u>10723.2399</u>	<u>327.8443</u>	304.0000	13.66
<u>4250.0613</u>	24.0000	<u>1645.8836</u>	5.41
<u>11142.5757</u>	24.0000	304.0000	14.19
785.0000	<u>1207.6090</u>	304.0000	50.32
785.0000	<u>98.5702</u>	<u>1248.5554</u>	4.11
785.0000	24.0000	<u>1255.3775</u>	4.13

3.1.2.3. Risultati taglio*Simbologia adottata*

N° numero d'ordine della combinazione

 V_{Rd} Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura trasversali a taglio, espresso in [kN] V_{Rcd} Resistenza di calcolo a "taglio compressione", espresso in [kN] V_{Rsd} resistenza di calcolo a "taglio trazione", espresso in [kN]

N°	T	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}	Diametro e passo staffe
1	73.1710	395.6418	2097.9276	851.9180	ϕ 10.00 - 10.00 [cm]
2	120.1041	365.7701	2043.5704	851.9180	ϕ 10.00 - 10.00 [cm]
3	320.1000	371.4007	2052.0163	851.9180	ϕ 10.00 - 10.00 [cm]
4	105.4751	414.1218	2125.6476	851.9180	ϕ 10.00 - 10.00 [cm]

3.1.2.4. Risultati fessurazione*Simbologia adottata*

N° numero d'ordine della combinazione

 M_X Momento di prima fessurazione in direzione X, espresso in [kNm] M_Y Momento di prima fessurazione in direzione Y, espresso in [kNm] σ_f Tensione nell'acciaio, espressa in [kg/cm²] σ_c Tensione nel calcestruzzo, espressa in [kg/cm²] A_{eff} Area efficace a trazione, espressa in [cm²] ϵ Deformazione media acciaio teso, espressa in [°] S_{rm} Distanza media tra le fessure, espresso in [mm]

w Ampiezza delle fessure, espressa in [mm]

N°	M_X	M_Y	σ_f	σ_c	A_{eff}	ϵ	S_{rm}	w
7	120.1916	0.0000	293.11	18.43	0.00	0.0000	0	0.0000

Casello di esazione Sv. Montebelluna est – Rel. di calcolo scale sottopasso barriera e fondazione pensilina copertura

8	140.2036	381.6653	-240.70	-22.07	187.76	0.0000	0	0.0000
9	139.1805	0.0000	295.73	18.43	0.00	0.0000	0	0.0000

3.1.3. Fondazione

Si riportano di seguito gli involuppi per le diverse combinazioni di carico nei confronti dei quali sono state effettuate le verifiche di resistenza per la piastra di fondazione.

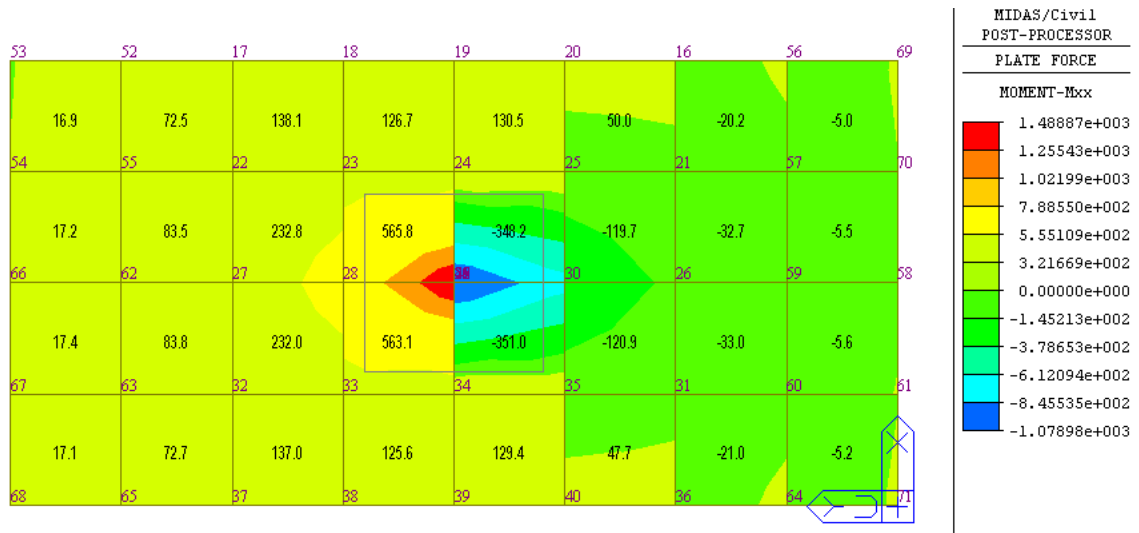


Figura 3.1: Involuppo SLU – SISMA – Momento dir. long (KNm/m)

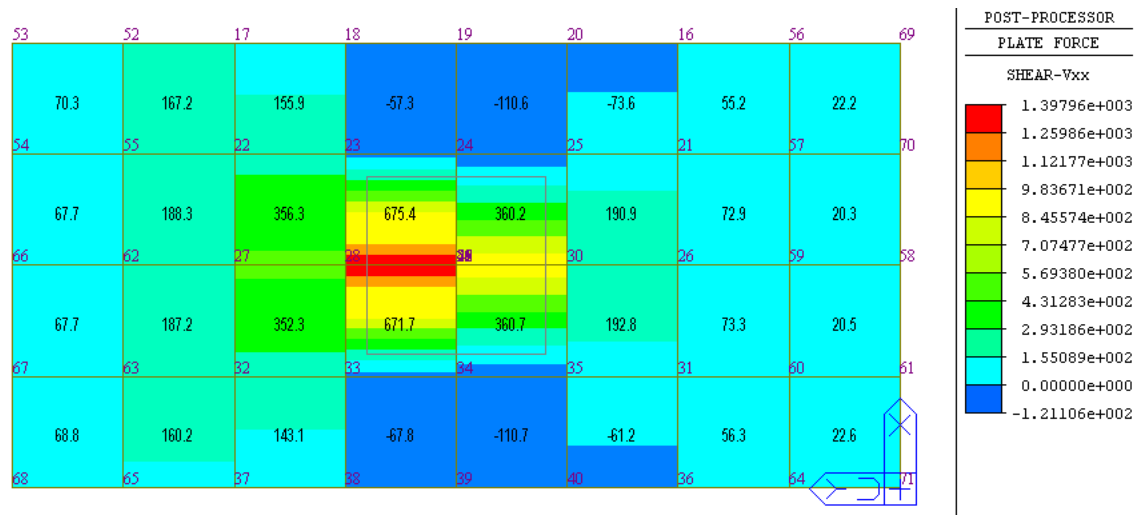


Figura 3.2: Involuppo SLU – SISMA – Taglio dir. long (KN/m)

Casello di esazione Sv. Montebelluna est – Rel. di calcolo scale sottopasso barriera e fondazione pensilina copertura

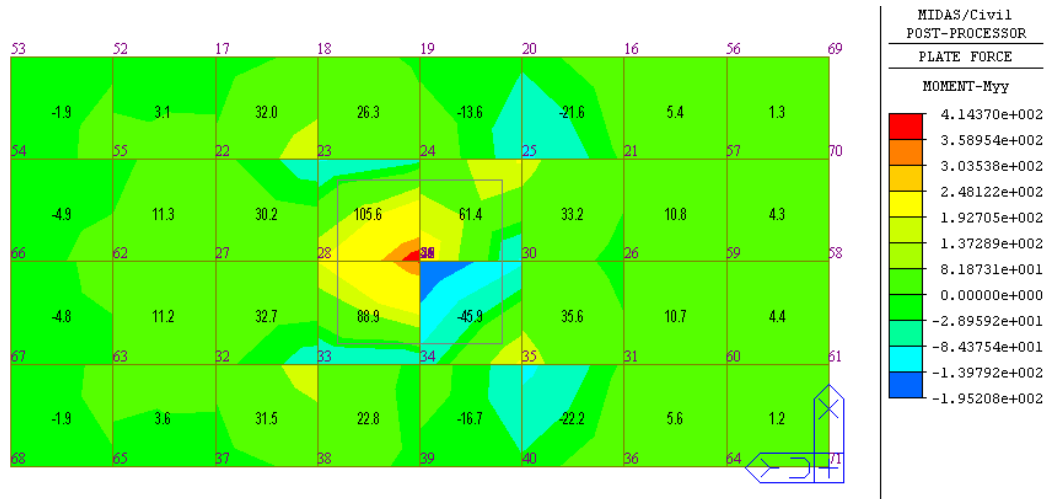


Figura 3.3: Involuppo SLU – SISMA – Momento dir. trasv (KNm/m)

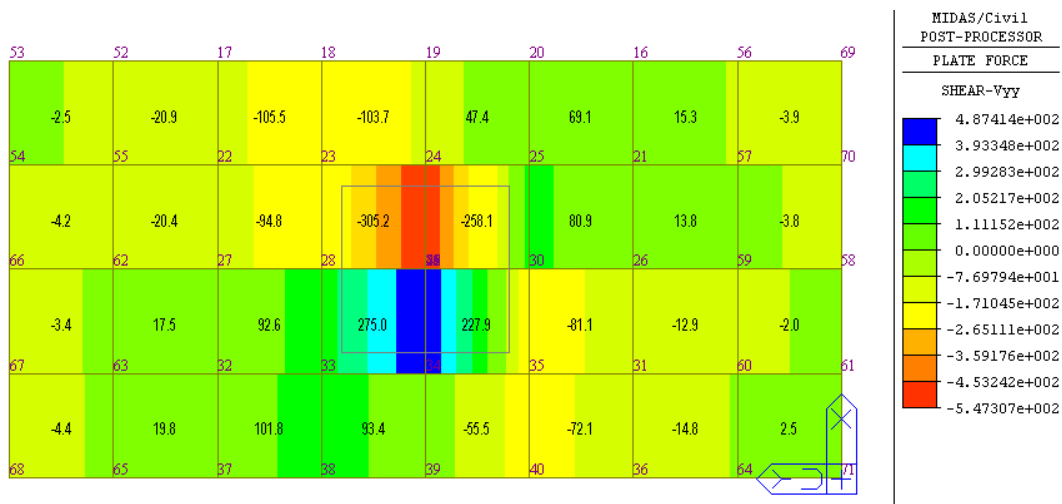


Figura 3.4: Involuppo SLU – SISMA – Taglio dir. trasv (KN/m)

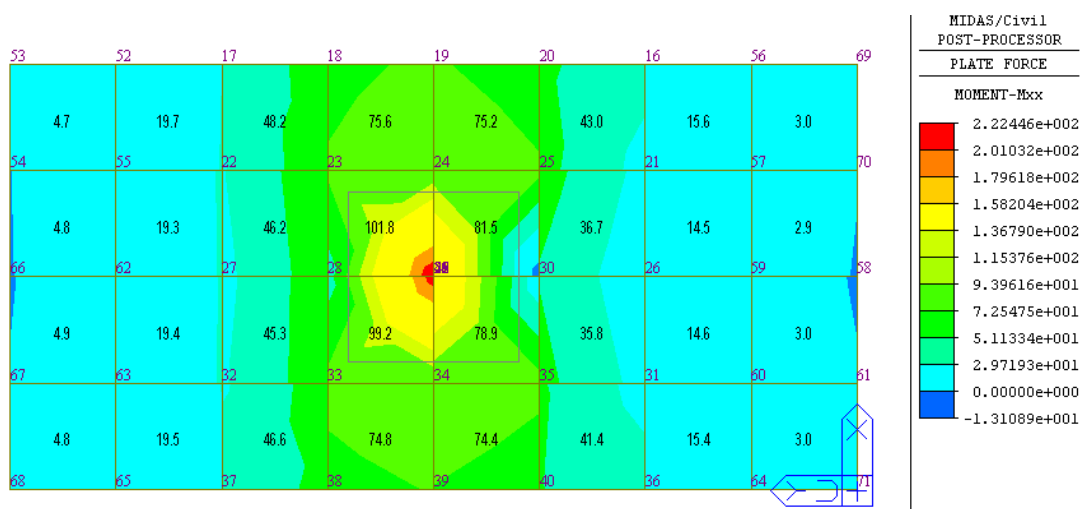


Figura 3.5: Involuppo SLE - RARA – Momento dir. long (KNm/m)

Casello di esazione Sv. Montebelluna est – Rel. di calcolo scale sottopasso barriera e fondazione pensilina copertura

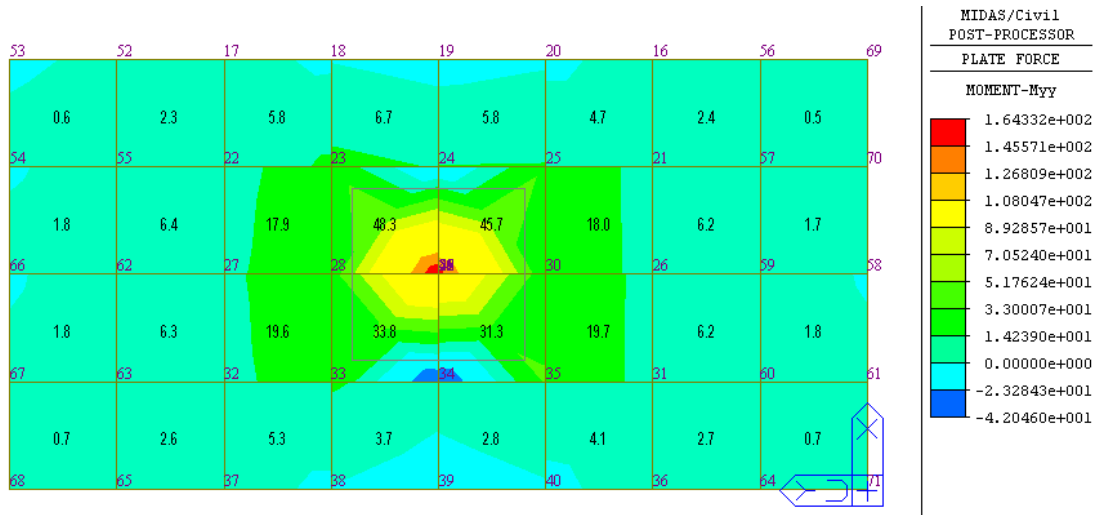


Figura 3.6: Involuppo SLE – RARA – Momento dir. trasv (KNm/m)

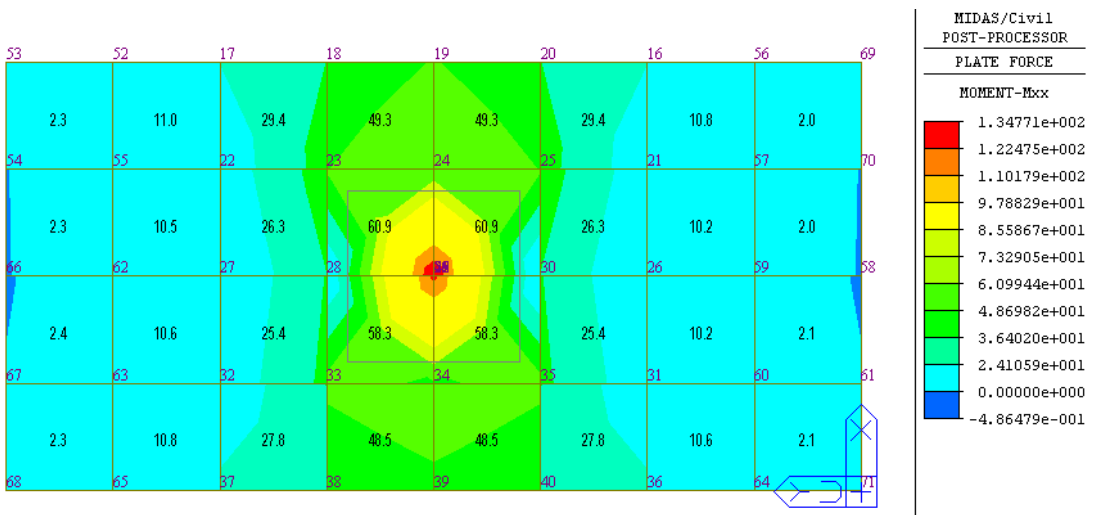


Figura 3.7: Involuppo SLE - FREQ – Momento dir. long (KNm/m)

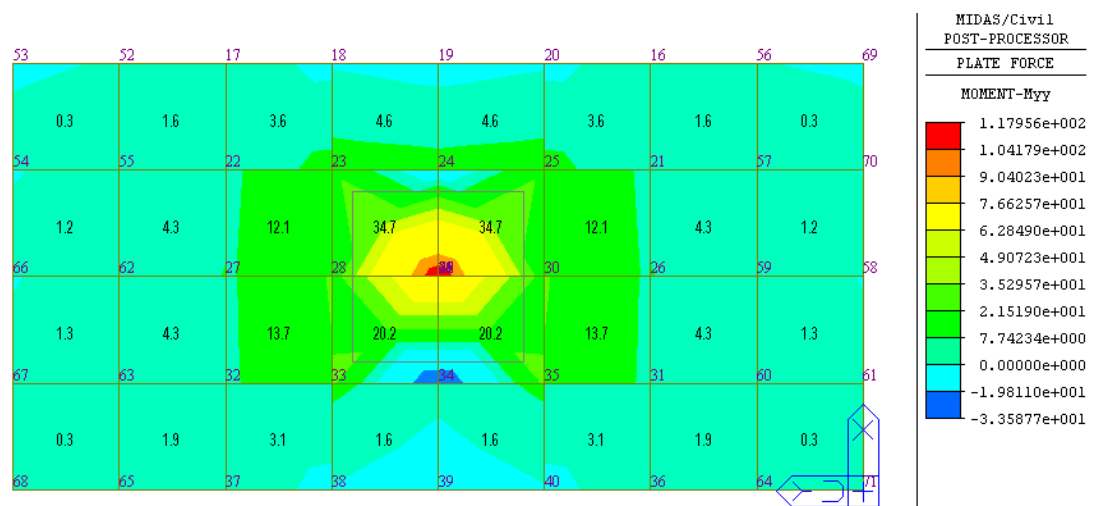


Figura 3.8: Involuppo SLE - FREQ – Momento dir. trasv (KNm/m)

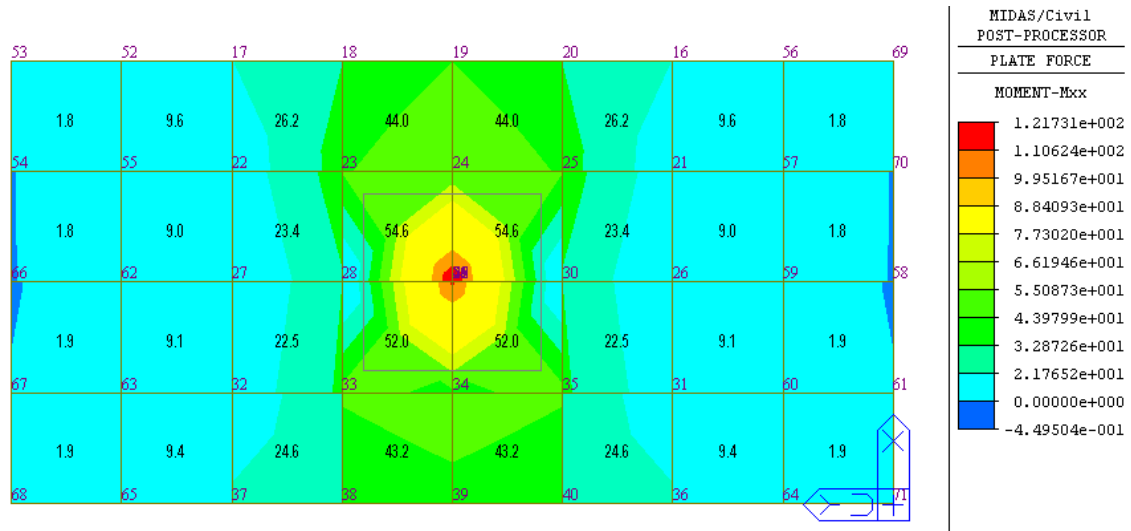


Figura 3.9: Involuppo SLE – Q.P – Momento dir. long (KNm/m)

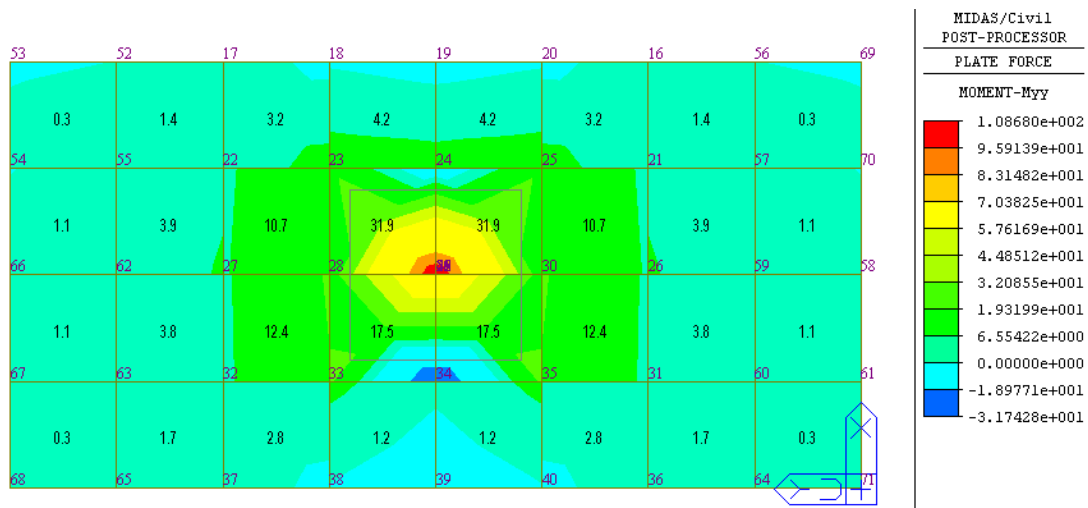


Figura 3.10: Involuppo SLE – Q.P – Momento dir. trasv (KNm/m)

3.1.3.1. Dati direzione longitudinale

Nome sezione: FONDAZIONE LONG

Tipo sezione Rettangolare

Base 100.0 [cm]

Altezza 100.0 [cm]

Caratteristiche geometriche

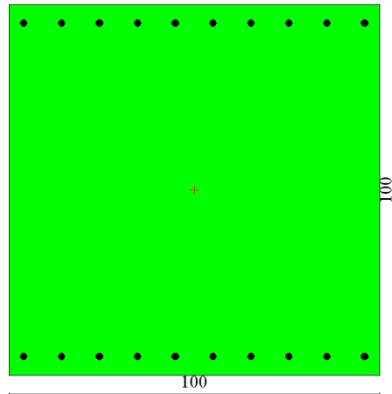
Area sezione 10000.00 [cmq]

Inerzia in direzione X 8333333.3 [cm^4]

Inerzia in direzione Y 8333333.3 [cm^4]

Casello di esazione Sv. Montebelluna est – Rel. di calcolo scale sottopasso barriera e fondazione pensilina copertura

Inerzia in direzione XY	0.0	[cm ⁴]
Ascissa baricentro sezione	$X_G = 50.00$	[cm]
Ordinata baricentro sezione	$Y_G = 50.00$	[cm]



Elenco ferri

Simbologia adottata

Posizione riferita all'origine

N° numero d'ordine

X Ascissa posizione ferro espresso in [cm]

Y Ordinata posizione ferro espresso in [cm]

d Diametro ferro espresso in [mm]

ω Area del ferro espresso in [cmq]

N°	X	Y	d	ω
1	96.00	95.00	20	3.14
2	85.78	95.00	20	3.14
3	75.56	95.00	20	3.14
4	65.33	95.00	20	3.14
5	55.11	95.00	20	3.14
6	44.89	95.00	20	3.14
7	34.67	95.00	20	3.14
8	24.44	95.00	20	3.14
9	14.22	95.00	20	3.14
10	4.00	95.00	20	3.14
11	4.00	5.00	20	3.14
12	14.22	5.00	20	3.14
13	24.44	5.00	20	3.14
14	34.67	5.00	20	3.14

Casello di esazione Sv. Montebelluna est – Rel. di calcolo scale sottopasso barriera e fondazione pensilina copertura

15	44.89	5.00	20	3.14
16	55.11	5.00	20	3.14
17	65.33	5.00	20	3.14
18	75.56	5.00	20	3.14
19	85.78	5.00	20	3.14
20	96.00	5.00	20	3.14

3.1.3.2. Combinazioni

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione

N sforzo normale espresso in [kN]

M_Y momento lungo Y espresso in [kNm]

M_X momento lungo X espresso in [kNm]

M_t momento torcente espresso in [kNm]

T_Y taglio lungo Y espresso in [kN]

T_X taglio lungo X espresso in [kN]

VD verifica di dominio

VT verifica tensionale (SLER - Combinazione rara, SLEF - Combinazione frequente, SLEQP - Combinazione quasi permanente, TAMM - Verifica a tensioni ammissibili)

N°	N	M _Y	M _X	M _t	T _Y	T _X	VD	VT
1	0.0000	278.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
2	0.0000	564.0000	0.0000	0.0000	457.0000	0.0000	SI	NO
3	0.0000	189.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLER
4	0.0000	77.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF
5	0.0000	53.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEQP

3.1.4. Risultati analisi

Caratteristiche asse neutro

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione

Xc posizione asse neutro espresso in [cm]

α inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale, espressa in [°]

(xi; yi) - (xf; yf) Punti di intersezione dell'asse neutro con il perimetro della sezione, espressi in [cm]

N°	Xc	α	(xi; yi)	(xf; yf)
3	22.69	0.00	(0.00; 77.31)	(100.00; 77.31)

Casello di esazione Sv. Montebelluna est – Rel. di calcolo scale sottopasso barriera e fondazione pensilina copertura

4	22.69	0.00	(0.00; 77.31)	(100.00; 77.31)
5	22.69	0.00	(0.00; 77.31)	(100.00; 77.31)

3.1.4.1. Risultati tensionali*Simbologia adottata*

N° numero d'ordine della combinazione

 σ_{c-max} Tensione massima nel calcestruzzo espresso in [kg/cmq] σ_{c-min} Tensione minima nel calcestruzzo espresso in [kg/cmq] σ_{f-max} Tensione massima nel ferro espresso in [kg/cmq] σ_{f-min} Tensione minima nel ferro espresso in [kg/cmq] τ_c Tensione tangenziale nel calcestruzzo espresso in [kg/cmq]

N°	σ_{c-max}	σ_{c-min}	τ_c	σ_{f-max}	σ_{f-min}
3	14.57	0.00	0.00	170.41	-696.60
4	5.94	0.00	0.00	69.43	-283.80
5	4.09	0.00	0.00	47.79	-195.34

3.1.4.2. Sollecitazioni ultime*Simbologia adottata*

N° numero d'ordine della combinazione

 N_u Sforzo normale ultimo, espresso in [kN] M_{Xu} Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm] M_{Yu} Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]

FS Fattore di sicurezza

Combinazione n° 1

N_u	M_{Xu}	M_{Yu}	FS
0.0000	0.0000	<u>1115.1543</u>	4.01

Combinazione n° 2

N_u	M_{Xu}	M_{Yu}	FS
0.0000	0.0000	<u>1115.1543</u>	1.98

3.1.4.3. Risultati fessurazione*Simbologia adottata*

N° numero d'ordine della combinazione

 M_x Momento di prima fessurazione in direzione X, espresso in [kNm]

Casello di esazione Sv. Montebelluna est – Rel. di calcolo scale sottopasso barriera e fondazione pensilina copertura

M_Y Momento di prima fessurazione in direzione Y, espresso in [kNm]

σ_f Tensione nell'acciaio, espressa in [kg/cmq]

σ_c Tensione nel calcestruzzo, espressa in [kg/cmq]

A_{eff} Area efficace a trazione, espressa in [cmq]

ϵ Deformazione media acciaio teso, espressa in [°]

S_{rm} Distanza media tra le fessure, espresso in [mm]

w Ampiezza delle fessure, espressa in [mm]

N°	M_X	M_Y	σ_f	σ_c	A_{eff}	ϵ	S_{rm}	w
4	0.0000	370.2751	-1364.74	-97.27	2000.00	0.0000	0	0.0000
5	0.0000	370.2751	-1364.74	-97.27	2000.00	0.0000	0	0.0000

3.1.4.4. Risultati taglio

4.1.2.1.3.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio		
b_w	1000 mm	(larghezza minima della sezione)
d	960 mm	(altezza utile della sezione)
α	90 °	(inclinazione staffe rispetto all'asse trave)
$\text{sen}\alpha$	1	
$\text{ctg}\alpha$	6.13E-17	
θ	21.80 °	(inclinazione puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse trave)
$\text{ctg}\theta$	2.5	
A_{sw1}	$\phi 14 / 50$	(armatura staffe 1° tipo)
n_{b1}	1	153.94 (numero di braccia)
A_{sw2}	$\phi 14 / 50$	(armatura staffe 2° tipo)
n_{b2}	1	153.94 (numero di braccia)
A_{sw3}	$/ 20$	(armatura staffe 3° tipo)
n_{b3}	1	0.00 (numero di braccia)
A_{sw4}	$/ 20$	(armatura staffe 4° tipo)
n_{b4}	1	0.00 (numero di braccia)
A_{sw}	308 mm ²	(area armatura trasversale)
A_{sw}/s	0.62 mm	
f_{yd}	391.30 N/mm ²	(resistenza di calcolo acciaio)
V_{Rsd}	520.44 kN	(resistenza di calcolo a taglio trazione staffe)
σ_{cp}	0 N/mm ²	(tensione media di compressione nella sezione)
α_{cc}	0.85	(coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata)
f_{cd}	14.17 N/mm ²	(resistenza di calcolo calcestruzzo)
α_c	1	(coefficiente maggiorativo)
f'_{cd}	7.08 N/mm ²	(resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo)
V_{Rcd}	2110.34 kN	(resistenza di calcolo a taglio compressione calcestruzzo)
V_{Rd}	520.44 kN	(resistenza a taglio)
$V_{Rcd} > V_{Rsd} \Rightarrow$ La resistenza a taglio della sezione corrisponde alla resistenza di calcolo a taglio trazione.		
θ	21.80 °	(inclinazione puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse trave)
$\text{ctg}\theta$	2.50	
V_{Rsd}	520.44 kN	(resistenza di calcolo a taglio trazione staffe)
V_{Rcd}	2110.34 kN	(resistenza di calcolo a taglio compressione calcestruzzo)
V_{Rd}	520.44 kN	(resistenza a taglio)

Verifica a taglio soddisfatta.

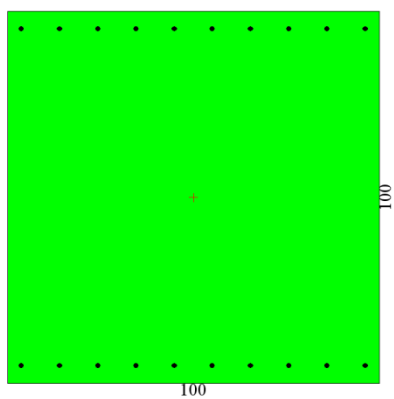
3.1.4.5. Dati direzione trasversale

Nome sezione: FONDAZIONE TRASV

Tipo sezione Rettangolare
 Base 100.0 [cm]
 Altezza 100.0 [cm]

Caratteristiche geometriche

Area sezione 10000.00 [cmq]
 Inerzia in direzione X 8333333.3 [cm⁴]
 Inerzia in direzione Y 8333333.3 [cm⁴]
 Inerzia in direzione XY 0.0 [cm⁴]
 Ascissa baricentro sezione $X_G = 50.00$ [cm]
 Ordinata baricentro sezione $Y_G = 50.00$ [cm]

**Elenco ferri***Simbologia adottata*

Posizione riferita all'origine

N° numero d'ordine

X Ascissa posizione ferro espresso in [cm]

Y Ordinata posizione ferro espresso in [cm]

d Diametro ferro espresso in [mm]

ω Area del ferro espresso in [cmq]

N°	X	Y	d	ω
1	96.30	95.30	14	1.54
2	86.01	95.30	14	1.54
3	75.72	95.30	14	1.54

Casello di esazione Sv. Montebelluna est – Rel. di calcolo scale sottopasso barriera e fondazione pensilina copertura

4	65.43	95.30	14	1.54
5	55.14	95.30	14	1.54
6	44.86	95.30	14	1.54
7	34.57	95.30	14	1.54
8	24.28	95.30	14	1.54
9	13.99	95.30	14	1.54
10	3.70	95.30	14	1.54
11	3.70	4.70	14	1.54
12	13.99	4.70	14	1.54
13	24.28	4.70	14	1.54
14	34.57	4.70	14	1.54
15	44.86	4.70	14	1.54
16	55.14	4.70	14	1.54
17	65.43	4.70	14	1.54
18	75.72	4.70	14	1.54
19	86.01	4.70	14	1.54
20	96.30	4.70	14	1.54

3.1.4.6. Combinazioni*Simbologia adottata*

N° numero d'ordine della combinazione

N sforzo normale espresso in[kN]

M_Y momento lungo Y espresso in [kNm]M_X momento lungo X espresso in [kNm]M_t momento torcente espresso in [kNm]T_Y taglio lungo Y espresso in [kN]T_X taglio lungo X espresso in [kN]

VD verifica di dominio

VT verifica tensionale (SLER - Combinazione rara, SLEF - Combinazione frequente, SLEQP - Combinazione quasi permanente, TAMM -

Verifica a tensioni ammissibili)

N°	N	M _Y	M _X	M _t	T _Y	T _X	VD	VT
1	0.0000	81.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
2	0.0000	106.0000	0.0000	0.0000	200.00	0.0000	SI	NO
3	0.0000	56.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLER
4	0.0000	36.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF
5	0.0000	32.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEQP

3.1.5. Risultati analisi

Caratteristiche asse neutro

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione

Xc posizione asse neutro espresso in [cm]

α inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale, espressa in [°]

(xi; yi) - (xf; yf) Punti di intersezione dell'asse neutro con il perimetro della sezione, espressi in [cm]

N°	Xc	α	(xi; yi)	(xf; yf)
3	17.36	0.00	(0.00; 82.64)	(100.00; 82.64)
4	17.36	0.00	(0.00; 82.64)	(100.00; 82.64)
5	17.36	0.00	(0.00; 82.64)	(100.00; 82.64)

3.1.5.1. Risultati tensionali

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione

σ_{c-max} Tensione massima nel calcestruzzo espresso in [kg/cm²]

σ_{c-min} Tensione minima nel calcestruzzo espresso in [kg/cm²]

σ_{f-max} Tensione massima nel ferro espresso in [kg/cm²]

σ_{f-min} Tensione minima nel ferro espresso in [kg/cm²]

τ_c Tensione tangenziale nel calcestruzzo espresso in [kg/cm²]

N°	σ_{c-max}	σ_{c-min}	τ_c	σ_{f-max}	σ_{f-min}
3	6.14	0.00	0.00	67.20	-413.59
4	3.95	0.00	0.00	43.20	-265.88
5	3.51	0.00	0.00	38.40	-236.34

3.1.5.2. Sollecitazioni ultime

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione

N_u Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]

M_{Xu} Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]

M_{Yu} Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]

FS Fattore di sicurezza

Combinazione n° 1

N_u	M_{Xu}	M_{Yu}	FS
0.0000	0.0000	<u>554.2143</u>	6.84

Combinazione n° 2

N_u	M_{Xu}	M_{Yu}	FS
0.0000	0.0000	<u>554.2143</u>	5.23

3.1.5.3. Risultati fessurazione*Simbologia adottata*

N° numero d'ordine della combinazione

M_X Momento di prima fessurazione in direzione X, espresso in [kNm]

M_Y Momento di prima fessurazione in direzione Y, espresso in [kNm]

σ_f Tensione nell'acciaio, espressa in [kg/cmq]

σ_c Tensione nel calcestruzzo, espressa in [kg/cmq]

A_{eff} Area efficace a trazione, espressa in [cmq]

ε Deformazione media acciaio teso, espressa in [°]

S_{rm} Distanza media tra le fessure, espresso in [mm]

w Ampiezza delle fessure, espressa in [mm]

N°	M_X	M_Y	σ_f	σ_c	A_{eff}	ε	S_{rm}	w
4	0.0000	335.5380	-2478.15	-175.17	1520.00	0.0000	0	0.0000
5	0.0000	335.5380	-2478.15	-175.17	1520.00	0.0000	0	0.0000

4.1.2.1.3.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

b_w	1000 mm	(larghezza minima della sezione)
d	960 mm	(altezza utile della sezione)
A_s	$\phi 14 / 20$	(armatura al lembo teso 1° strato)
	$\phi / 20$	(armatura al lembo teso 2° strato)
A'_s	$\phi 14 / 20$	(armatura al lembo compresso 1° strato)
	$\phi / 20$	(armatura al lembo compresso 2° strato)
A_{sl}	1539 mm ²	(area armatura longitudinale)
k	1.10	(parametro che tiene in conto l'effetto dell'ingranamento degli inerti)
v_{min}	0.20	
ρ_l	0.0016	(rapporto geometrico di armatura longitudinale)
A_c	960000 mm ²	(area sezione in calcestruzzo)
σ_{cp}	0 N/mm ²	(tensione media di compressione nella sezione)
V_{Rd}	201.16 kN \geq	193.62 kN

Verifica a taglio soddisfatta.

3.2. VERIFICHE GEOTECNICHE

3.2.1. Verifica di portanza del terreno di fondazione

Le espressioni di **Hansen** per il calcolo della capacità portante si differenziano a seconda se si è alla presenza di un terreno puramente coesivo ($\phi = 0$) o meno e si esprimono nel modo seguente:

Caso generale

$$q_{ult} = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 B \gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

Caso di terreno puramente coesivo $\phi = 0$

$$q_{ult} = 5.14 c (1 + s_c + d_c - i_c - g_c - b_c) + q$$

in cui d_c, d_q, d_γ , sono fattori di profondità, s_c, s_q, s_γ , sono i fattori di forma, i_c, i_q, i_γ , sono i fattori di inclinazione del carico, b_c, b_q, b_γ , sono i fattori di inclinazione del piano di posa e g_c, g_q, g_γ , sono fattori che tengono conto del fatto che la fondazione poggia su un terreno in pendenza.

I fattori N_c, N_q, N_γ sono espressi come:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad N_\gamma = 1.5 (N_q - 1) \tan \phi$$

Vediamo ora come si esprimono i vari fattori che compaiono nell'espressione del carico ultimo.

Fattori di forma

$$\text{per } \phi = 0 \quad s_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L} \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattori di profondità

$$\text{per } \phi = 0 \quad d_c = 0.4 k$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad d_c = 1 + 0.4 k \quad d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k \quad d_\gamma = 1$$

Si definisce il parametro k come:

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} \leq 1 \quad k = \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} > 1$$

Fattori di inclinazione del carico

Indichiamo con V e H le componenti del carico rispettivamente perpendicolare e parallela alla base e con A_f l'area efficace della fondazione ottenuta come $A_f = B' \times L'$ (B' ed L' sono legate alle dimensioni effettive della fondazione B, L e all'eccentricità del carico e_B, e_L dalle relazioni $B' = B - 2 e_B$, $L' = L - 2 e_L$) e con η l'angolo di inclinazione della fondazione espresso in [$^\circ$] ($\eta = 0$ per fondazione orizzontale).

I fattori di inclinazione del carico si esprimono come:

$$\text{per } \phi = 0 \quad i_c = \frac{1}{2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}} \right)$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad i_q = \left(1 - \frac{0.5 H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^5 \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{per } \eta = 0 \quad i_y = \left(1 - \frac{0.7 H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^5$$

$$\text{per } \eta > 0 \quad i_y = \left(1 - \frac{\left(0.7 - \frac{\eta^0}{450} \right) H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

$$\text{per } \phi = 0 \quad b_c = \frac{\eta^0}{147}$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad b_c = 1 - \frac{\eta^0}{147} \quad b_q = e^{-2.7 \eta \tan \phi} \quad b_y = e^{-2.7 \eta \tan \phi}$$

Fattori di inclinazione del terreno

Indicando con β la pendenza del pendio i fattori g si ottengono dalle espressioni seguenti:

$$\text{per } \phi = 0 \quad g_c = \frac{\beta^0}{147}$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad g_c = 1 - \frac{\beta^0}{147} \quad g_q = g_y = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$$

Per poter applicare la formula di Hansen devono risultare verificate le seguenti quattro condizioni:

$$1) H < V \tan \delta + A_f c_a \quad 2) \beta \leq \phi \quad 3) i_q, i_y > 0 \quad 4) \beta + \eta \leq 90^0$$

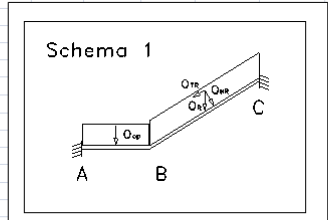
Si riporta di seguito la tabella di sintesi per le verifiche di capacità portante e per lo scorrimento per le combinazioni più gravose:

B	=	2.10	(m)
L	=	3.87	(m)
D	=	3.96	(m)

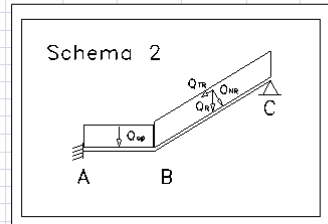
COMB	N*	Fx*	Fy*	My*	Mx*	PORTANZA			SCORRIMENTO		
						p (KN/mq)	qlim (KN/mq)	CS	Hd	Sd	
COMB SLU 1	1435	4	18	24	124	188	7657	40.77	18.4	1121.1	VERIFICATO
COMB SLU 3	1185	4	29	24	205	163	7589	46.48	29.3	925.8	VERIFICATO
COMB SISM 3	1068	65	41	29	168	147	1736	11.82	76.9	667.5	VERIFICATO
COMB SISM 5	1068	21	136	21	560	184	1676	9.12	137.6	667.5	VERIFICATO
COMB SISM 7	727	21	136	21	560	153	1562	10.22	137.6	454.4	VERIFICATO
COMB SISM 9	1465	21	41	21	168	194	1870	9.63	46.1	915.7	VERIFICATO

Schemi di calcolo

VERIFICA SOLETTA RAMPANTE AD 1 GINOCCHIO CON METODO DI CROSS																																															
Risoluzione schema 1																																															
Carichi		Q(Kg/m)	L (m)	E=		Rck≥250 kg/cm ²	Rck≥300 kg/cm ²	C	inc-inc	inc-app																																					
μ _{AB} = -μ _{BA} = -1/12(q ²)		1047	1,10	285000		310000		4	3																																						
μ _{BC} = -μ _{CB} = -1/12(q ²)		851,03	3,45																																												
Caratteristiche geometriche e di carico																																															
Aste	sezione			J	Coefficienti di ripartizione - nodo B																																										
	b (cm)	h (cm)	b ² h (cm ³)	(cm ⁴)	c (coeff.)	W (cm ³)	W / E	K= W _i / W																																							
A - B	100	20	2000	66667	4	75151515,5	2637	0,94																																							
B - C	100	12	1200	14400	4	51783721	182	0,06																																							
Momenti nei nodi																																															
	nodo A	nodo B (sx)	nodo B (dx)	nodo C																																											
	-106	106	-843	843																																											
	345,1	690	48	23,8																																											
	239	796	-796	867																																											
ASTA A-B		Momento		Taglio		p.to di taglio nullo																																									
	M _A	M _{B (sx)}	T _A	T _{B (sx)}	X ₀ (m)																																										
	239	796	-365	1517	-0,35																																										
ASTA B-C		M _{B (dx)}	M _C	T _{B (dx)}	T _C	X ₀ (m)	M _{bc} (X ₀)																																								
	796	867	1488	1447	1,75	505																																									
<table border="1"> <tr> <td>M</td> <td>copriferro</td> <td>h</td> <td>b</td> <td>r</td> <td>t</td> <td>σ (kg/cm²)</td> <td>As (cm²)</td> <td>Ø</td> <td>n</td> <td colspan="2"></td> </tr> <tr> <td>867</td> <td>2,5</td> <td>12</td> <td>100</td> <td>0,323</td> <td>0,00143</td> <td>65</td> <td>4,21</td> <td>1,13</td> <td>3,73</td> <td colspan="2">0,291</td> </tr> <tr> <td colspan="12" style="text-align: center;">ok</td> </tr> </table>												M	copriferro	h	b	r	t	σ (kg/cm ²)	As (cm ²)	Ø	n			867	2,5	12	100	0,323	0,00143	65	4,21	1,13	3,73	0,291		ok											
M	copriferro	h	b	r	t	σ (kg/cm ²)	As (cm ²)	Ø	n																																						
867	2,5	12	100	0,323	0,00143	65	4,21	1,13	3,73	0,291																																					
ok																																															



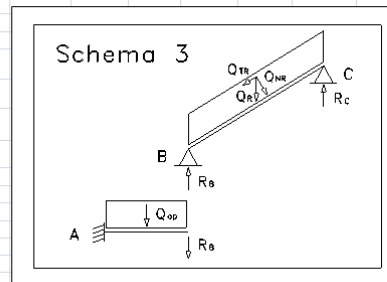
VERIFICA SOLETTA RAMPANTE AD 1 GINOCCHIO CON METODO DI CROSS																																															
Risoluzione schema 2																																															
Carichi		Q(Kg/m)	L (m)	E=		Rck≥250 kg/cm ²	Rck≥300 kg/cm ²	C	inc-inc	inc-app																																					
μ _{AB} = -μ _{BA} = -1/12(q ²)		1047	1,10	285000		310000		4	3																																						
μ _{BC} = -μ _{CB} = -1/8(q ²)		851,03	3,45																																												
Caratteristiche geometriche e di carico																																															
Aste	sezione			J	Coefficienti di ripartizione - nodo B																																										
	b (cm)	h (cm)	A (cm ²)	J (cm ⁴)	c (coeff.)	W (cm ³)	W / E	K= W _i / W																																							
A - B	100	20	2000	66667	4	75151515,5	2637	0,95																																							
B - C	100	12	1200	14400	3	38837790	136	0,05																																							
Momenti nei nodi																																															
	nodo A	nodo B (sx)	nodo B (dx)	nodo C																																											
	-106	106	-1265	0																																											
	551,1	1102	57	0,0																																											
	446	1208	-1208	0																																											
ASTA A-B		M _A	M _{B (sx)}	T _A	T _{B (sx)}	X ₀ (m)																																									
	446	1208	-927	2079	-0,89																																										
ASTA B-C		M _{B (dx)}	M _C	T _{B (dx)}	T _C	X ₀ (m)	M _{bc} (X ₀)																																								
	1208	0	1117	1818	1,31	-475																																									
<table border="1"> <tr> <td>M</td> <td>copriferro</td> <td>h</td> <td>b</td> <td>r</td> <td>t</td> <td>σ (kg/cm²)</td> <td>As (cm²)</td> <td>Ø</td> <td>n</td> <td colspan="2"></td> </tr> <tr> <td>1208</td> <td>2,5</td> <td>12</td> <td>100</td> <td>0,273</td> <td>0,00169</td> <td>75</td> <td>5,87</td> <td>1,54</td> <td>3,81</td> <td colspan="2">0,248</td> </tr> <tr> <td colspan="12" style="text-align: center;">ok</td> </tr> </table>												M	copriferro	h	b	r	t	σ (kg/cm ²)	As (cm ²)	Ø	n			1208	2,5	12	100	0,273	0,00169	75	5,87	1,54	3,81	0,248		ok											
M	copriferro	h	b	r	t	σ (kg/cm ²)	As (cm ²)	Ø	n																																						
1208	2,5	12	100	0,273	0,00169	75	5,87	1,54	3,81	0,248																																					
ok																																															



VERIFICA SOLETTA RAMPANTE AD 1 GINOCCHIO CON METODO DI CROSS											
Risoluzione schema 3											
ASTA A-B		T _A	M _A								
	2838	2489									
ASTA B-C		R _B =R _C	T _B =T _C	N _B =N _C	X ₀ (m)	M _{bc} (X ₀)					
	1686	1467		1,72	364						

TABELLA DEI MOMENTI			
	1	2	3
A	239	446	2489
B	796	1208	0
BC	505	-475	364
C	867	0	0

VERIFICA A TAGLIO			
	1	2	3



Verifica soletta pianerottolo

$B = 100 \text{ cm}$

$H = 20 \text{ cm}$

$A_{f, \text{sup.}} = 7.70 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1\phi 14/20$

$A_{f, \text{inf.}} = 7.70 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1\phi 14/20$

S.L.U.:

$M_{sd} = 24.90 \text{ kN m}$

$M_{rd} = 48.12 \text{ kNm} > M_{sd}$

Titolo: sezA pianerottolo

N° figure elementari: 1 **N° strati barre:** 2

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	7,70	3
2	7,70	17

Materiali: B450C, C25/30

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

Calcoli: $M_{xRd} = 48,12 \text{ kN m}$, $\sigma_c = -14,17 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_s = 391,3 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon_c = 3,5 \text{ ‰}$, $\epsilon_s = 17,32 \text{ ‰}$, $d = 17 \text{ cm}$, $x = 2,858$, $x/d = 0,1681$, $\delta = 0,7$

Verifica soletta rampa

$B = 100 \text{ cm}$

$H = 12 \text{ cm}$

$A_{f,sup.} = 5.65 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1\phi 12/20$

$A_{f,inf.} = 5.65 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1\phi 12/20$

S.L.U.:

$M_{sd} = 12.10 \text{ kN m}$

$M_{rd} = 36.62 \text{ kNm} > M_{sd}$

Verifica C.A. S.L.U. - File: verifica soletta rampa

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

Titolo: sezB Rampa

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	12	1	5,65	3
			2	5,65	17

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

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: 12,10 kNm
 M_{yEd}: 0 kNm

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

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

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

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

Calcoli:
 M_{xRd}: 36,62 kNm
 σ_c: -14,17 N/mm²
 σ_s: 391,3 N/mm²
 ε_c: 3,5 ‰
 ε_s: 19,89 ‰
 d: 17 cm
 x: 2,544 x/d: 0,1497
 δ: 0,7

Parametri:
 N° rett.: 100
 L₀: 0 cm
 Precompresso

Bottoni: Calcola MRd Dominio M-N Col. modello