

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA
LEGGE OBIETTIVO N. 443/01**

PROGETTO DEFINITIVO

**LINEA AV/AC VERONA - PADOVA
SUB TRATTA VERONA – VICENZA
1° SUB LOTTO VERONA – MONTEBELLO VICENTINO**

PARTE GENERALE

FA03 - FABBRICATO SG AL KM 4+880

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE.

GENERAL CONTRACTOR		ITALFERR S.p.A.	SCALA:
ATI bonifica Progettista integratore Franco Persio Bocchetto Dottore in Ingegneria Civile iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma al n° 8664 – Sez. A settore Civile ed Ambientale	Consorzio IRICAV DUE Il Direttore		-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

I N 0 D 0 0 D I 2 C L F A 0 3 A 2 0 0 1 B

ATI bonifica	VISTO ATI BONIFICA	
	Firma	Data
	Ing. F. P. Bocchetto	09 / 2015

Programmazione

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato
A	EMISSIONE	B. Messina	05 / 2015	P. Battocletti	05 / 2015	A. Testa	05 / 2015	Ing.F.P.Bocchetto 09 / 2015
B	ISTRUTTORIA ITALFERR	B. Messina	09 / 2015	P. Battocletti	09 / 2015	A. Testa	09 / 2015	

File: IN0D00DI2CLFA03A2001B_00A.DOCX	CUP.: J41E9100000009	n. Elab.:
	CIG.: 3320049F17	

INDICE

1	PREMESSA.....	4
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	4
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	9
4	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO DELL'OPERA.....	9
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	10
6	PARAMETRI GEOTECNICI.....	13
7	ANALISI DELLE AZIONI.....	15
7.1	AZIONI STATICHE.....	15
7.1.1	PESI PROPRI STRUTTURALI (G1).....	15
7.1.2	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2).....	15
7.1.3	CARICHI VARIABILI (Q _k).....	17
7.1.4	CARICO DELLA NEVE (Q _N).....	17
7.1.5	AZIONE DEL VENTO (Q _v).....	18
7.1.6	AZIONE SISMICA (E).....	20
8	COMBINAZIONI DELLE AZIONI.....	28
9	ANALISI DELLO STATO DI SOLLECITAZIONE.....	32
9.1	MODELLO E CODICE DI CALCOLO.....	32
9.2	APPLICAZIONE DELLE AZIONI STATICHE.....	37
9.3	ANALISI SISMICA.....	44
9.4	RISULTATI DEL CALCOLO SPAZIALE.....	54
10	VERIFICHE DI SICUREZZA STRUTTURA IN ELEVAZIONE.....	55
10.1	PILASTRI.....	55
10.1.1	PILASTRI (30x50) cm.....	55
10.1.2	PILASTRO (30x30) cm.....	59
10.2	MONACO.....	63
10.3	TRAVI D'IMPOSTA.....	68
10.4	CATENE.....	72
10.5	TRAVI DI FALDA.....	77
10.6	SOLAIO.....	82
10.7	CORNICIONE.....	85
10.8	VERIFICA AGLI SLE PER AZIONI SISMICHE.....	88
10.8.1	VERIFICA DANNEGGIAMENTO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	88
10.8.2	VERIFICA DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI.....	89

11	VERIFICHE DI SICUREZZA STRUTTURA IN FONDAZIONE	90
11.1	VERIFICHE GEOTECNICHE	90
11.2	VERIFICHE STRUTTURALI TRAVI ROVESCE	95
11.2.1	TRAVI ROVESCE LONGITUDINALI E PERIMETRALI	95
11.2.2	TRAVI ROVESCE TRASVERSALI INTERNE	98
12	ALLEGATO 1: TABULATO DI CALCOLO	102

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo:	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.		Pag.
IN0D00DI2CLFA03A2001B		4 di 102

1 PREMESSA

La presente relazione è relativa al progetto esecutivo delle opere strutturali del fabbricato di servizio tipo SG da realizzare nell'area del piazzale di stazione prevista al km 4+880 della nuova linea ferroviaria AV/AC Verona – Padova, 1° sublotto: Verona – Montebello Vicentino, in Comune di San Martino Buon Albergo (Verona). In particolare la relazione illustra le caratteristiche geometriche generali e le dimensioni degli elementi strutturali, definisce le caratteristiche dei materiali costitutivi e riporta i calcoli statici del progetto esecutivo delle opere in elevazione e in fondazione.

2 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Dal punto di vista architettonico il fabbricato SG è composto di due parti distinte ma adiacenti: un corpo più grande, a pianta rettangolare con dimensioni (32,30x7,85) m e un corpo più piccolo, anch'esso a pianta rettangolare con dimensioni (13,90x3,75). Entrambi presentano un solo piano fuori terra, copertura a padiglione con pendenza delle falde di 19°, altezza al colmo di 5,70 m e finitura con tegole laterizie, cornicione/veletta perimetrale in calcestruzzo faccia a vista con altezza alla gronda di 3,80 m fuori terra, murature perimetrali e interne in blocchi forati di calcestruzzo vibro-compresso rivestiti all'interno e faccia a vista all'esterno.

La struttura è unica per i due corpi, inscritta in un rettangolo con dimensioni in pianta di (31,80x10,9) m sugli assi strutturali.

La struttura in elevazione è costituita da un'intelaiatura spaziale di travi e pilastri in calcestruzzo armato ordinario gettato in opera e dall'unico solaio di copertura latero-cementizio, con travetti tralicciati e pignatte di alleggerimento. Sugli allineamenti trasversali sono previste "catene" in cls armato alla quota di imposta della copertura che assorbono la spinta dovuta all'inclinazione delle falde; la catena è sormontata al centro da un "monaco/ometto" che riproduce l'immagine tipica della struttura "a capriata". Le travi di falda, di colmo e di displuvio sono tutte a spessore di solaio (s=24 cm), le travi perimetrali hanno sezione (30x70) cm e raccordano la quota della falda con

quella del cornicione, quest'ultimo con spessore di 18 cm, i pilastri hanno sezione (30x50) cm, la catena sezione (40x30) cm, il monaco sezione (25x25) cm.

La struttura di fondazione è costituita da un reticolo di travi a "T rovescia" poste sugli allineamenti strutturali e su quelli delle murature, con suola di (90x40) cm e anima (45x80) cm per le travi perimetrali, con suola di (80x40) cm e anima di (80x30) cm per quelle interne, tutte con altezza totale di 120 cm.

Si riportano di seguito alcune figure che illustrano sommariamente la struttura in esame mentre per il disegno dettagliato si rinvia agli elaborati grafici del progetto strutturale.

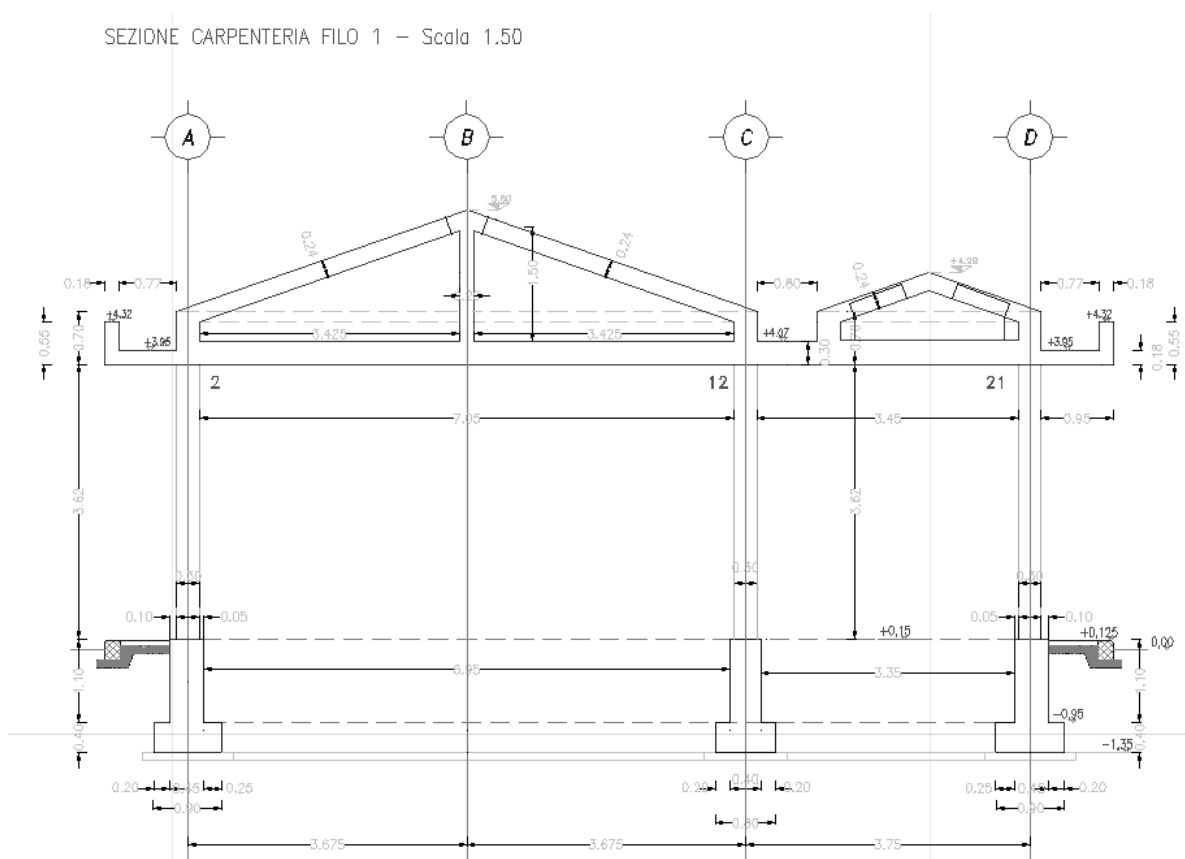
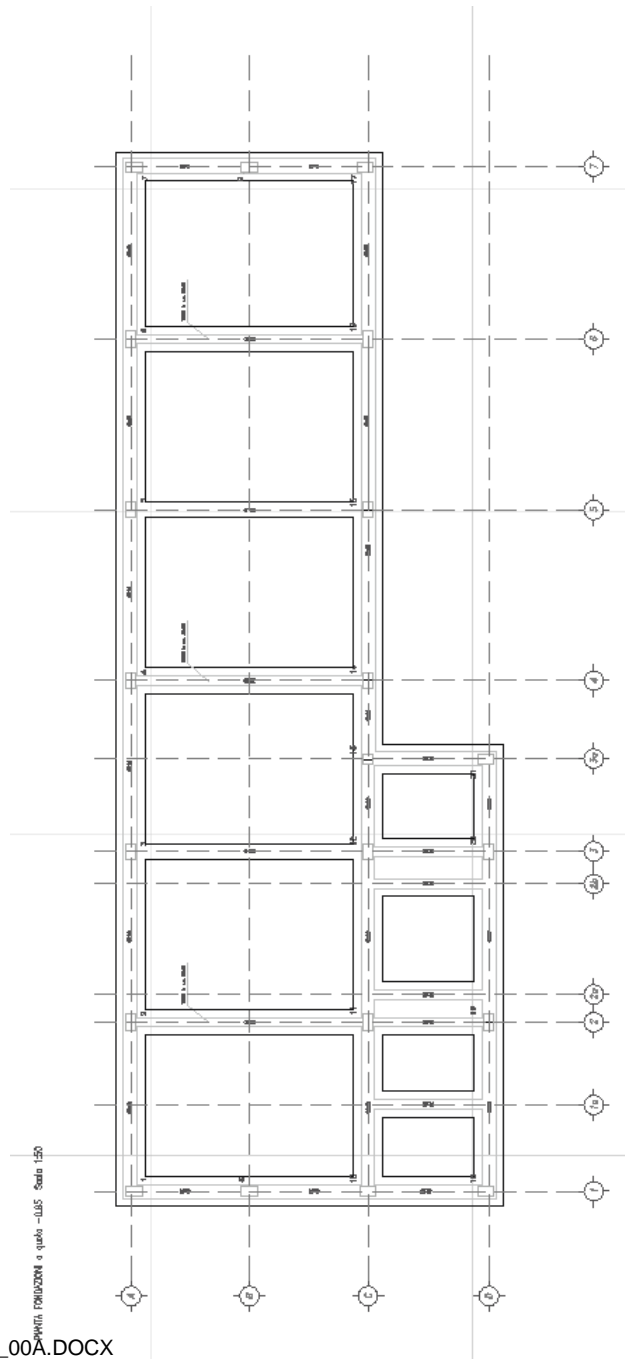


Fig.1– Sezione trasversale




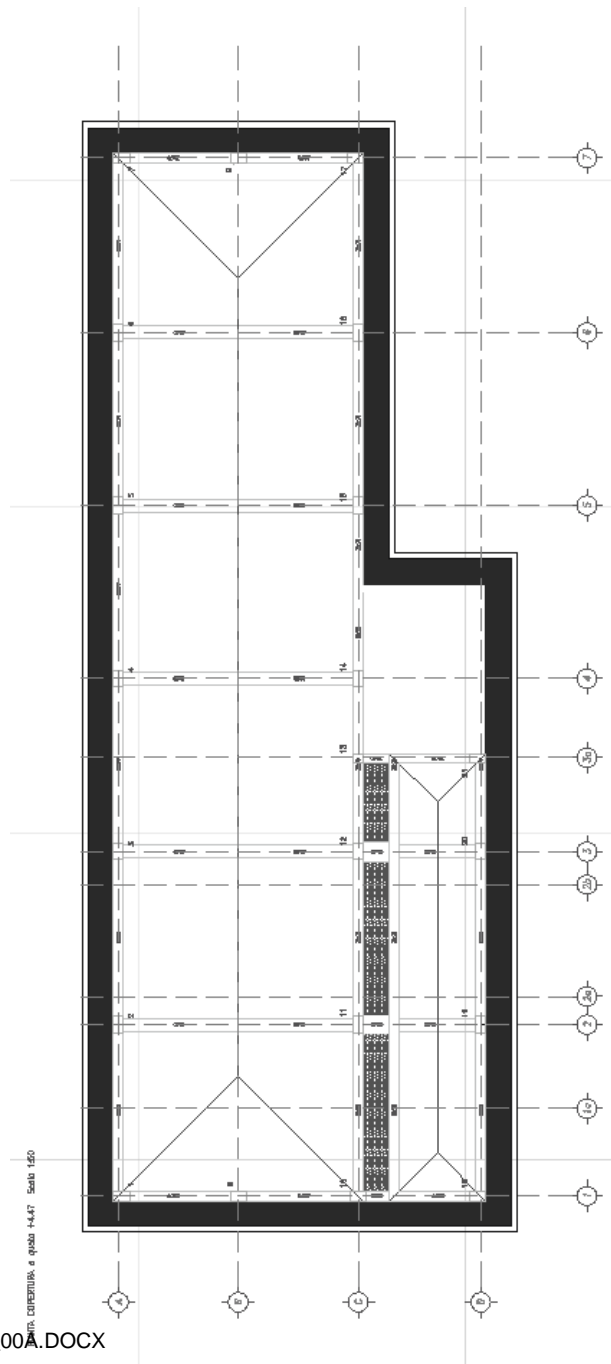
 <p>Consorzio IricAV Due</p> <p>ATI bonifica</p>	<p>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</p>	
	<p>1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</p>	
	<p>Titolo:</p>	
	<p>PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.</p> <p>IN0D00DI2CLFA03A2001B</p>	<p>Pag. 7 di 102</p>

Fig. 2 – Pianta fondazioni



INT. COORDINATE e quota I+4.77 Scala 1:50

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo:	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.		Pag.
IN0D00DI2CLFA03A2001B		9 di 102

Fig. 3 – Pianta copertura

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il dimensionamento, le analisi e le verifiche delle strutture sono state condotte in accordo con le seguenti disposizioni normative:

- Legge n° 1086 del 05/11/1971
“Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- Legge n° 64 del 02/2/1974
“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- Ordinanza del 20/3/2003 n. 3274 e s.m.i.
“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.
- D.C.R. Regione Veneto 03/12/2003 n. 67
Allegato 1 – Elenco dei comuni classificati in zona sismica.
- Decreto Ministeriale 14/1/2008
“Norme tecniche per le costruzioni”.
- Circolare 02/2/2009, n°617
Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14/1/2008
- UNI – EN 206-1: 2206
Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità.
- UNI 11104: 2004
Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1..

4 VITA NOMINALE E CLASSE D’USO DELL’OPERA

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo:	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.		Pag.
IN0D00DI2CLFA03A2001B		10 di 102

Con riferimento alla destinazione d'uso e alle conseguenze di un'eventuale interruzione di operatività o collasso del fabbricato, sono stati definiti i parametri di base della progettazione strutturale, con particolare riguardo all'azione sismica (punto 2.4 NTC 2008):

- "vita nominale" $V_N = 100$ anni
- "classe d'uso" III, con coefficiente d'uso $C_U = 1,5$
- "periodo di riferimento per l'azione sismica": $V_R = V_N \times C_U = 150$ anni.

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali previsti per la realizzazione delle strutture sono:

- Conglomerato cementizio magro per getti di sottofondo e livellamento: C 12/15
- Conglomerato cementizio per fondazioni: C 25/30
- Conglomerato cementizio pilastri: C 32/40
- Conglomerato cementizio per travi, catena, monaco e solai: C 28/35
- Conglomerato cementizio per cornicione: C 32/40
- Armatura per calcestruzzo armato: B450 C

sulle quali si riportano alcune considerazioni esplicative in merito al criterio di scelta, operata sulla base dei requisiti di resistenza e durabilità delle strutture.

Per il magrone non ci sono particolari esigenze di resistenza e durabilità; pertanto gli sono state attribuite la classe di esposizione X0 tipica delle strutture non armate e la classe di consistenza S3 tipica di getti che non presentano difficoltà di compattazione nella posa in opera. Per le fondazioni è adottata la classe di resistenza C 25/30 che soddisfa in pari misura sia le esigenze statiche che di durabilità; essendo interrate e a contatto con l'acqua assorbita dal terreno circostante per lunghi periodi di tempo, le fondazioni sono esposte al rischio di corrosione delle armature per carbonatazione del cls, con classe di esposizione XC2. Pilastri, travi in elevazione e solaio non presentano

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo:	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D00DI2CLFA03A2001B	Pag. 11 di 102

particolari rischi di esposizione ambientale dal momento che risultano interni al fabbricato oppure adeguatamente protetti, i pilastri dalla muratura di rivestimento, le travi e il solaio dalla impermeabilizzazione e dal manto di copertura; per questi elementi la classe del calcestruzzo è determinata dalle esigenze statiche, come si vedrà più avanti nei calcoli. Viceversa, per il cornicione risulta prevalente l'esigenza di garantirne la durabilità in quanto ciclicamente asciutto e bagnato e quindi esposto al rischio di corrosione delle armature per carbonatazione con classe di esposizione XC4; da qui la prescrizione del calcestruzzo C32/40 pur trattandosi di una struttura secondaria.


La seguente tabella riporta il dettaglio delle caratteristiche prescritte.

CALCESTRUZZO - (D.M.14.01.2008 - UNI EN 206/1:2006 - UNI 11104:2004)											
	CLASSE DI RESISTENZA ADOTTATA	CLASSE DI ESPOSIZIONE	MAX RAPPORTO A/C	MIN CONTENUTO CEMENTO (kg/mc)	CEMENTO TIPO - CEM	MIN CONTENUTO D'ARIA (%)	MAX CONTENUTO CLORURI (%)	MAX DIMENSIONE INERTI (mm)	CLASSE DI CONSISTENZA	MIN COPRIFERRO NETTO (mm)	CLASSE DI RESISTENZA MINIMA PER ESPOSIZIONE
MAGRONE	C 12/15	X0	0,60	200	II - 42,5	-	1,0	30	S3	-	C 12/15
FONDAZIONI	C 25/30	XC2	0,60	300	II - 42,5	-	0,2	25	S4	40	C 25/30
PILASTRI	C 32/40	XC3	0,55	320	II - 42,5	-	0,2	25	S4	40	C 28/35
TRAVI , CATENA, MONACO E SOLAIO	C 28/35	XC3	0,55	320	II - 42,5	-	0,2	25	S4	40	C 28/35
CORNICIONE	C 32/40	XC4	0,50	340	II - 42,5	-	0,2	25	S4	45	C 32/40

ACCIAIO di armatura - (D.M.14.01.2008)				
per C.A. normale in BARRE, RETI E TRALICCI	B450C		$\phi \geq 6$ mm	
			$\phi \leq 40$ mm	
	ftk	\geq	540	N/mm ²
	fyk	\geq	450	N/mm ²

Tabella 1: Caratteristiche dei materiali

Per le strutture in condizioni ambientali ordinarie (XC2: fondazioni e XC3: pilastri, travi, catena, monaco, solaio) è indicato il copriferro netto di 40 mm sulla barra più esterna, che risulta maggiorato di 10 mm rispetto a quello minimo di normativa (25 mm: $C_{min} = C25/30$, ambiente ordinario, elementi monodimensionali) in relazione alla vita nominale di 100 anni richiesta per l'opera e di ulteriori 5 mm per le tolleranze di posa; queste sono da ritenersi minime per costruzioni sottoposte a controllo di qualità in cantiere tra le quali verosimilmente rientra anche l'intervento in esame. Analogamente, per il cornicione, in condizioni ambientali aggressive (XC4), è indicato il copriferro netto di 45 mm sulla barra più esterna, che risulta maggiorato di 10 mm rispetto a quello minimo di

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo:	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.		Pag.
IN0D00DI2CLFA03A2001B		13 di 102

normativa (30 mm: $C_{min} = C25/30$, ambiente aggressivo, elementi bidimensionali) benché ne sia prevista l'impermeabilizzazione in estradosso, e di ulteriori 5 mm per le tolleranze di posa. In ogni caso il copriferro adottato garantisce la protezione delle armature, peraltro di piccolo/medio diametro e quindi ben avvolte dal calcestruzzo, e di allungare il tempo impiegato dalle sostanze potenzialmente aggressive a raggiungerle, favorendo così la durabilità dell'opera.

Nella tabella sono anche indicati il diametro massimo degli inerti di 25 mm e la classe di consistenza S4. Quest'ultima è ritenuta la più idonea a garantire la lavorabilità necessaria affinché il calcestruzzo possa sviluppare la resistenza prevista anche attraverso un'efficace compattazione, operazione che in quest'opera risulta agevolata essendo i getti frazionati in modesti volumi, eseguiti all'interno di elementi mediamente armati e in spessori generalmente contenuti ma non troppo sottili.

6 PARAMETRI GEOTECNICI

Per quanto riguarda i criteri di scelta dei parametri geotecnici del terreno da impiegare per la fondazione superficiale di quest'opera, si osserva che il fabbricato sorge sul rilevato di piazzale alto 5,90 m sul piano di campagna e che il progetto geotecnico prevede uno strato di bonifico di 0,50 m al di sotto del piano di campagna. Considerato che il piano d'appoggio è posto a 1,05 m al di sotto del piano finito (0,00) del piazzale, ne consegue che al di sotto del piano di appoggio delle fondazioni è presente uno strato di 5,35 m di materiale riportato; quindi il terreno di appoggio è costituito dal rilevato e le tensioni indotte dalla fondazione superficiale si sviluppano interamente all'interno dello strato riportato, bonifico più rilevato, senza interessare il terreno in situ. La situazione è schematicamente illustrata nella seguente figura.

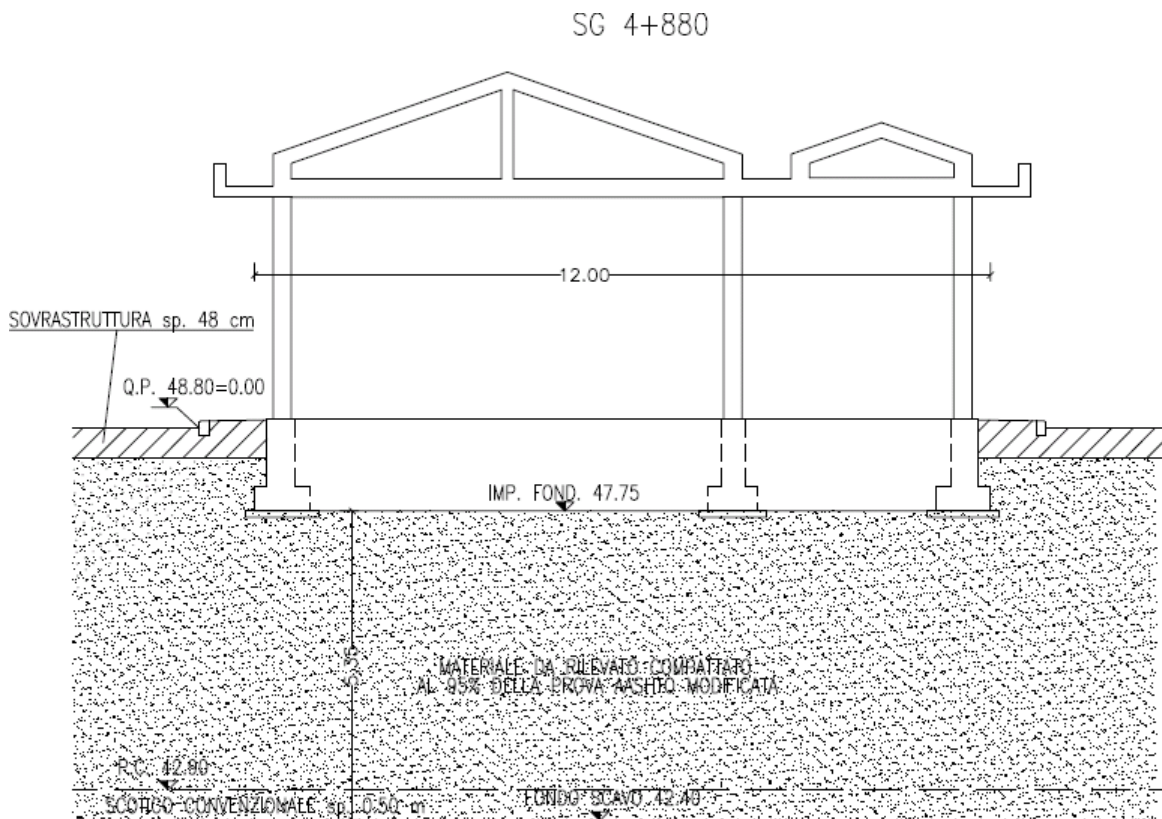


Fig. 4 – Sezione geotecnica

Per la costruzione del rilevato saranno adottati materiali e tecnologie atti a garantirne le elevate prestazioni richieste dall'esercizio ferroviario. Per le verifiche geotecniche del fabbricato saranno considerate cautelativamente le seguenti caratteristiche tipiche del materiale da rilevato e da bonifico:

$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$	peso di volume
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 35^\circ$	angolo di attrito interno
$K_w = 10000 \text{ kN/m}^3$	costante elastica di Winkler

Essendo sopraelevato sul piano di campagna, il piano di fondazione dell'opera risulta sicuramente non interessato dalla falda.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo:	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.		Pag.
IN0D00DI2CLFA03A2001B		15 di 102

7 ANALISI DELLE AZIONI

Le azioni considerate nel calcolo della struttura sono le seguenti:

- pesi propri dei materiali strutturali;
- carichi permanenti non strutturali;
- carichi variabili dovuti alla destinazione d'uso;
- azione della neve;
- azione del vento;
- azione sismica.

stimate in conformità alla normativa di riferimento e di seguito valutate nel loro valore unitario per le azioni statiche e nei parametri fondamentali per le azioni sismiche.

7.1 AZIONI STATICHE

7.1.1 PESI PROPRI STRUTTURALI (G1)

- | | |
|---------------------------------------|-------------------------|
| - Calcestruzzo armato | 25,00 kN/m ³ |
| - Solaio di copertura (H=20+4) cm | 3,00 kN/m ² |
| - Calcestruzzo "leggero" per massetti | 15,00 kN/m ³ |
| - Calcestruzzo ordinario per massetti | 24,00 kN/m ³ |
| - Vespaio in pietrame o ciottoli | 16,00 kN/m ³ |
| - Misto di sabbia e cemento | 20,00 kN/m ³ |

7.1.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)

Copertura

- | | |
|--|------------------------|
| - massetto di livellamento in cls "leggero" (s=2 cm) | 0,30 kN/m ² |
| - pannello coibentazione | 0,20 kN/m ² |
| - guaina impermeabilizzazione | 0,20 kN/m ² |

- manto di copertura	0,80 kN/m ²
- intonaco in intradosso	0,30 kN/m ²
totale	1,80 kN/m ²

Cornicione

- massetto pendenze in cls "leggero" (s=6,5 cm medio)	1,00 kN/m ²
- guaina impermeabilizzazione	0,20 kN/m ²
totale	1,20 kN/m ²

Calpestio (quota parte al di sopra dell'anima delle travi rovesce interne)

- massetto di sottofondo in cls ordinario (s=7,5 cm)	1,80 kN/m ²
- pavimento in piastrelle (1 cm)	0,20 kN/m ²
totale	2,00 kN/m ²

Calpestio (quota parte al di sopra delle ali delle travi rovesce interne ed esterne)

- vespaio in pietrame (s=50 cm)	8,00 kN/m ²
- livellamento di sabbia e cemento (s=5 cm)	1,00 kN/m ²
- massetto in cls armato (s=20 cm)	5,00 kN/m ²
- massetto di sottofondo in cls (s=14 cm)	1,80 kN/m ²
- pavimento in piastrelle (1 cm)	0,20 kN/m ²
totale	16,00 kN/m ²

Calpestio (quota parte al di sopra delle travi rovesce interne)

- Carico impianti fissi uniformemente distribuito	5,00 kN/m ²
---	------------------------

Muratura di tamponamento perimetrale

- blocchi di cls splittati (s=20 cm)	2,55 kN/m ²
- pannelli coibentazione (s=5 cm)	0,15 kN/m ²
- blocchi di cls standard (s=15 cm)	2,00 kN/m ²
- intonaco interno	0,30 kN/m ²
totale	5,00 kN/m ²

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo:	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D00DI2CLFA03A2001B	Pag. 17 di 102

Muratura divisoria interna

- blocchi di cls standard (s=15 cm)	2,00 kN/m ²
- intonaco su due lati	0,60 kN/m ²
totale	2,60kN/m ²

7.1.3 CARICHI VARIABILI (Q_K)

Copertura

- Carico uniformemente distribuito	0,50 kN/m ²
- Carico concentrato, per verifiche locali	1,20 kN su impronta di 50x50 cm

7.1.4 CARICO DELLA NEVE (Q_N)

Il sovraccarico della neve sulle coperture è stato determinato in funzione del luogo di ubicazione e delle caratteristiche del fabbricato, con l'espressione:

$$q_s = \mu_1 \times q_{sk} \times C_e \times C_t$$

con i parametri di seguito specificati:

μ_1 = coefficiente di forma della copertura (due falde con $\alpha < 30^\circ$)	0,8
q_{sk} = valore caratteristico del carico della neve	
per il sito in esame (provincia di Verona), zona II, quota <200 m slm	1,00 kN/m ²
C_e = coefficiente di esposizione	1,0
C_t = coefficiente termico	1,0

Ne deriva un carico di neve, riferito alla proiezione orizzontale della copertura, generalmente pari a: $q_s = 0,8 \times 1,00 \times 1,0 \times 1,0 = 0,80$ kN/m².

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo:	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	Pag.
	IN0D00DI2CLFA03A2001B	18 di 102

Sulle falde dei due corpi adiacenti convergenti verso la linea di gronda si considera l'eventuale accumulo di neve in presenza di vento, in funzione della pendenza delle falde, in questo caso entrambe di 19°. Nel compluvio il coefficiente di forma vale:

$$\mu_2 = 0,8 + 0,8 \times (19/30) = 1,3$$

e il carico di neve è $q_s = 1,3 \times 1,00 \times 1,0 \times 1,0 = 1,30 \text{ kN/m}^2$. Perciò il carico di neve sulle falde convergenti è variabile da 1,30 kN/m² all'imposta a 0,80 kN/m² al colmo.

Si considera inoltre l'eventualità che il cornicione possa riempirsi completamente di neve. Assumendo un peso specifico convenzionale della neve di 2,00 kN/m³ ed essendo la veletta alta 65 cm (al finito), si valuta che sul cornicione agisca un sovraccarico di neve di 1,30 kN/m².

7.1.5 AZIONE DEL VENTO (Q_v)

L'azione del vento è assimilata ad una azione statica equivalente applicata normalmente alle superfici esposte, considerando i casi di pressione e depressione, con la:

$$p = q_b \times C_e \times C_p \times C_d$$


con i parametri di seguito specificati:

$$q_b = \text{pressione cinetica di riferimento} = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 = 440 \text{ N/m}^2$$

essendo

ρ è la densità dell'aria assunta pari a 1,25 kg/m³

v_b è la velocità di riferimento del vento; per il sito in esame (Veneto, zona 1, altitudine inferiore a 1000 m s.l.m.) vale 25 m/s se riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni; per un periodo di ritorno di 150 anni detto valore moltiplicato per $\alpha_R = 1,061$ e quindi $v_b = 25 \times 1,061 = 26,53 \text{ m/s}$

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo:	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.		Pag.
IN0D00DI2CLFA03A2001B		19 di 102

c_e = coefficiente di esposizione

il sito in esame

distanza dal mare > 30 km, altitudine < 500 m, classe di rugosità del terreno D, risulta nella categoria di esposizione II, con i seguenti parametri:

$$k_r = 0,19 \quad z_0 = 0,05 \text{ m} \quad z_{\min} = 4 \text{ m}$$

e il coefficiente di topografia $c_t = 1$

Assumendo l'altezza del fabbricato al colmo della copertura, $z=5,70$ m, si determina

$$c_e = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) \times [(7+ c_t \ln (z/z_0))] = 2,00$$

c_p = coefficiente di forma

pareti sopravvento:0,8; pareti sottovento e copertura:-0,4; interno: $\pm 0,2$

c_d = coefficiente dinamico: 1,0

In definitiva si ottengono i seguenti valori della pressione del vento:

$$\text{parete sopravvento: } p = 0,440 \times 2,0 \times 0,8 \times 1,0 = 0,72 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{parete sottovento: } p = -0,440 \times 2,0 \times 0,4 \times 1,0 = -0,36 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{interno: } p = \pm 0,440 \times 2,0 \times 0,2 \times 1,0 = \pm 0,18 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{copertura: } p = -0,440 \times 2,0 \times 0,4 \times 1,0 = -0,36 \text{ kN/m}^2$$

Si osserva che l'azione del vento sulla copertura ha segno opposto e valore di gran lunga inferiore ai carichi gravitazionali e quindi può essere trascurata. Si osserva inoltre che la pressione esterna ed interna può dar luogo a due diverse situazioni per gli effetti locali sulle pareti:

$$\text{sopravento } (0,72+0,18)= 0,90 \text{ kN/m}^2 \quad \text{sottovento } (-0,36+0,18)= -0,18 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{sopravento } (0,72-0,18)= 0,54 \text{ kN/m}^2 \quad \text{sottovento } (-0,36-0,18)= -0,54 \text{ kN/m}^2$$

mentre per l'effetto globale sulla struttura si può considerare la situazione intermedia:

$$\text{sopravento: } 0,72 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{sottovento: } -0,36 \text{ kN/m}^2$$

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo:	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.		Pag.
IN0D00DI2CLFA03A2001B		20 di 102

7.1.6 AZIONE SISMICA (E)

Il Comune sede dell'opera è classificato in zona sismica 3 (D.C.R. Veneto 67/2003).
 Il quadro di riferimento adottato per l'azione sismica è completamente definito nella Relazione sismica di progetto, la quale, anche per i fabbricati tecnologici, prevede: la "vita nominale" $V_N = 100$ anni; la "classe d'uso" III, con coefficiente d'uso $C_U = 1,5$; il "periodo di riferimento": $V_R = V_N \times C_U = 150$ anni.

Sulla base di questi dati e sulla base delle coordinate specifiche del sito in esame:

Longitudine: 11,0442 Latitudine: 45,2506

utilizzando gli spettri di normativa, sono stati ricavati i parametri sismici per le verifiche dell'opera nei diversi stati limite; si tratta di: accelerazione orizzontale massima riferita al suolo rigido " a_g "; fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale " F_0 "; periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale " T_c^* "; i parametri sono riassunti nella seguente tabella:

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	90	0,055	2,550	0,274
SLD	151	0,067	2,597	0,277
SLV	1424	0,164	2,485	0,292
SLC	2475	0,200	2,454	0,297

Tabella 2: Parametri a_g , F_0 , T_c^* in funzione degli stati limite, al variare del periodo di ritorno T_R

L'azione sismica così individuata viene corretta per tener conto delle effettive condizioni locali, stratigrafiche (categoria di sottosuolo "C") e topografiche (superficie pianeggiante), attraverso i coefficienti correttivi che amplificano l'accelerazione riferita al suolo rigido determinando l'accelerazione di progetto: $a_{max} = S \times a_g (T=0)$:

STATO LIMITE	Coefficiente stratigrafico S_S	Coefficiente topografico S_T	Coefficiente di sito $S = S_S \times S_T$	$a_g(g)$	$a_{max}(g)$
SLO	1,500	1,0	1,500	0,055	0,082

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo:	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.		Pag.
IN0D00DI2CLFA03A2001B		21 di 102

SLD	1,500	1,0	1,500	0,067	0,101
SLV	1,456	1,0	1,456	0,164	0,239
SLC	1,405	1,0	1,405	0,200	0,281

Tabella 3: Coefficienti correttivi locali e accelerazioni massime

Gli stati limite adottati per la verifica sismica sono:

- SLV (stato limite di salvaguardia della vita), per le verifiche delle strutture nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU);
- SLD (stato limite di danno), per le verifiche delle strutture agli stati limite di esercizio (SLE) in termini di resistenza;
- SLO (stato limite di operatività), per le verifiche delle strutture agli stati limite di esercizio (SLE) in termine di contenimento del danno agli elementi non strutturali (e degli impianti in termini di mantenimento della funzionalità);

a ciascuno dei quali è associata una probabilità (crescente) di superamento dell'evento nel periodo di riferimento P_{VR} . Nelle figure 5, 6 e 7, alle pagine seguenti, si riportano i corrispondenti spettri elastici.

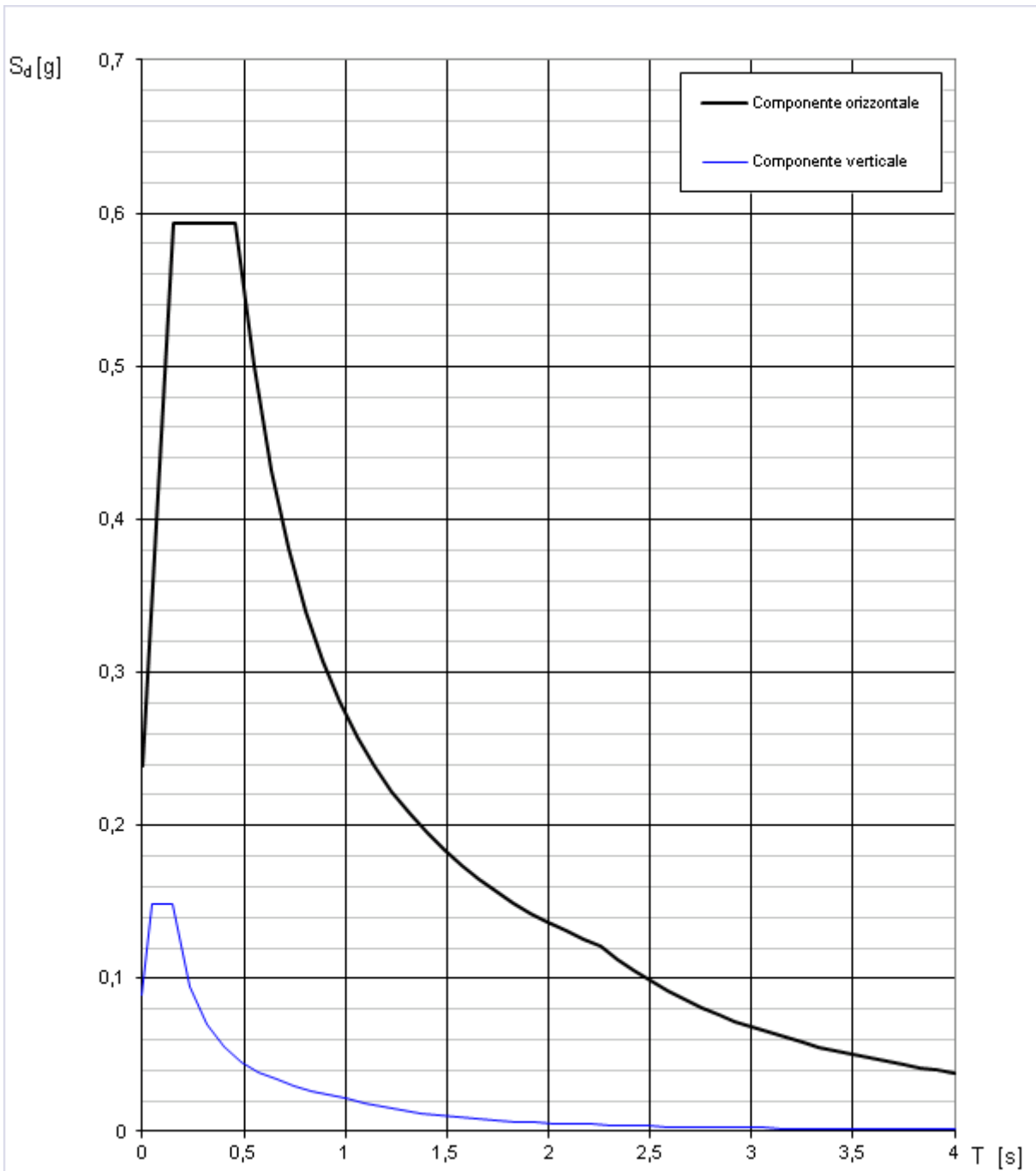


Figura 5: Spettro elastico SLV

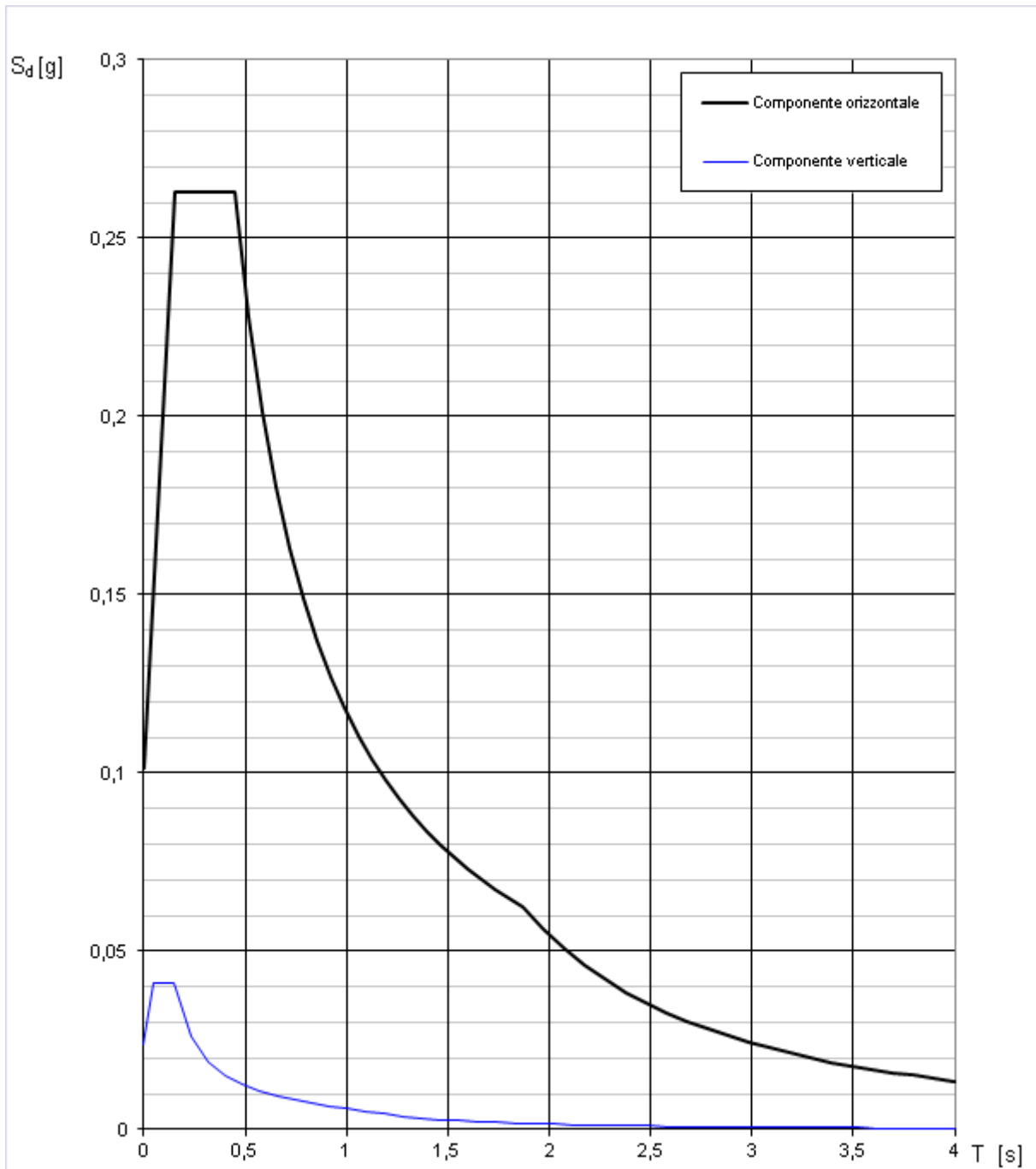


Figura 6: Spettro elastico SLD

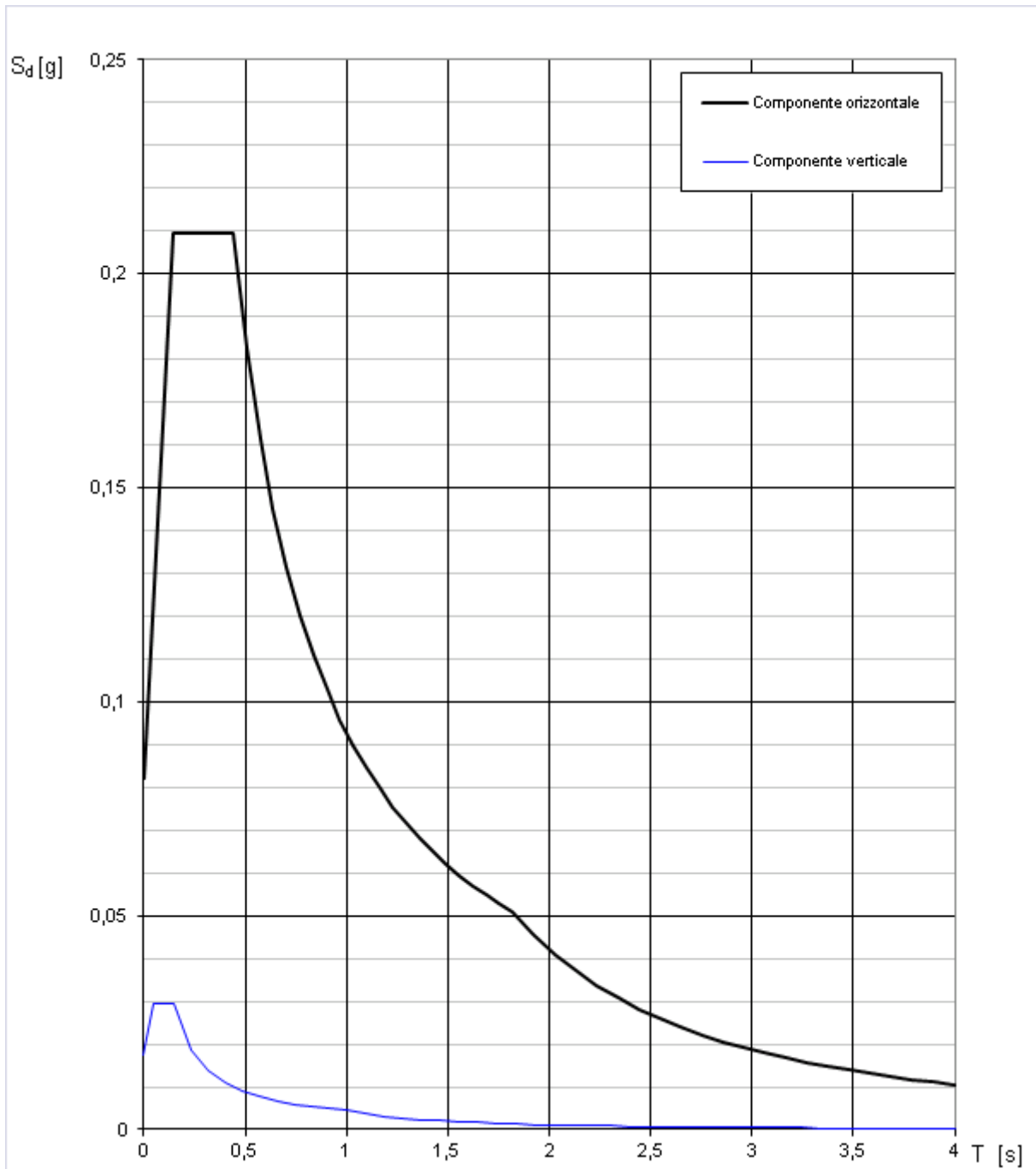


Figura 7: Spettro elastico SLO

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo:	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.		Pag.
IN0D00DI2CLFA03A2001B		25 di 102

La risposta alle azioni sismiche viene calcolata separatamente per due componenti orizzontali tra loro ortogonali mentre la componente verticale non viene considerata in quanto la costruzione sorge in Zona 3 (vedi 3.2.3.1 e 7.2.1 NTC 2008). In ogni caso, come si vedrà, le catene assorbono la spinta dovuta alla pendenza della copertura e i monaci che vi appoggiano risultano pressoché scarichi.

Gli effetti delle due componenti sono poi combinati con la:

$$(1,00 E_x + 0,30 E_y)$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi per l'individuazione degli effetti più gravosi.

Lo spettro di progetto per le verifiche delle strutture agli stati limite ultimi (SLU) viene ottenuto a partire dallo spettro elastico SLV prima riportato, ridotto secondo un fattore di struttura specifico per la struttura in esame. In questo caso si considerano i seguenti parametri di calcolo:

- tipologia strutturale: struttura in c.a. a telaio di un piano
- classe di duttilità: **B**
- coefficiente di base: 3,0
- rapporto di duttilità: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,05$ (costruzione non regolare in pianta)
- fattore riduttivo: $k_R = 1,0$ (costruzione regolare in altezza)

dai quali risulta il fattore di struttura:

$$q = q_0 \times k_R = 3,0 \times 1,05 \times 1,0 = 3,15$$

per ciascuna direzione del sisma orizzontale. Per l'azione sismica verticale il coefficiente di struttura è $q = 1,5$.

Di seguito si riporta lo spettro di progetto SLV:

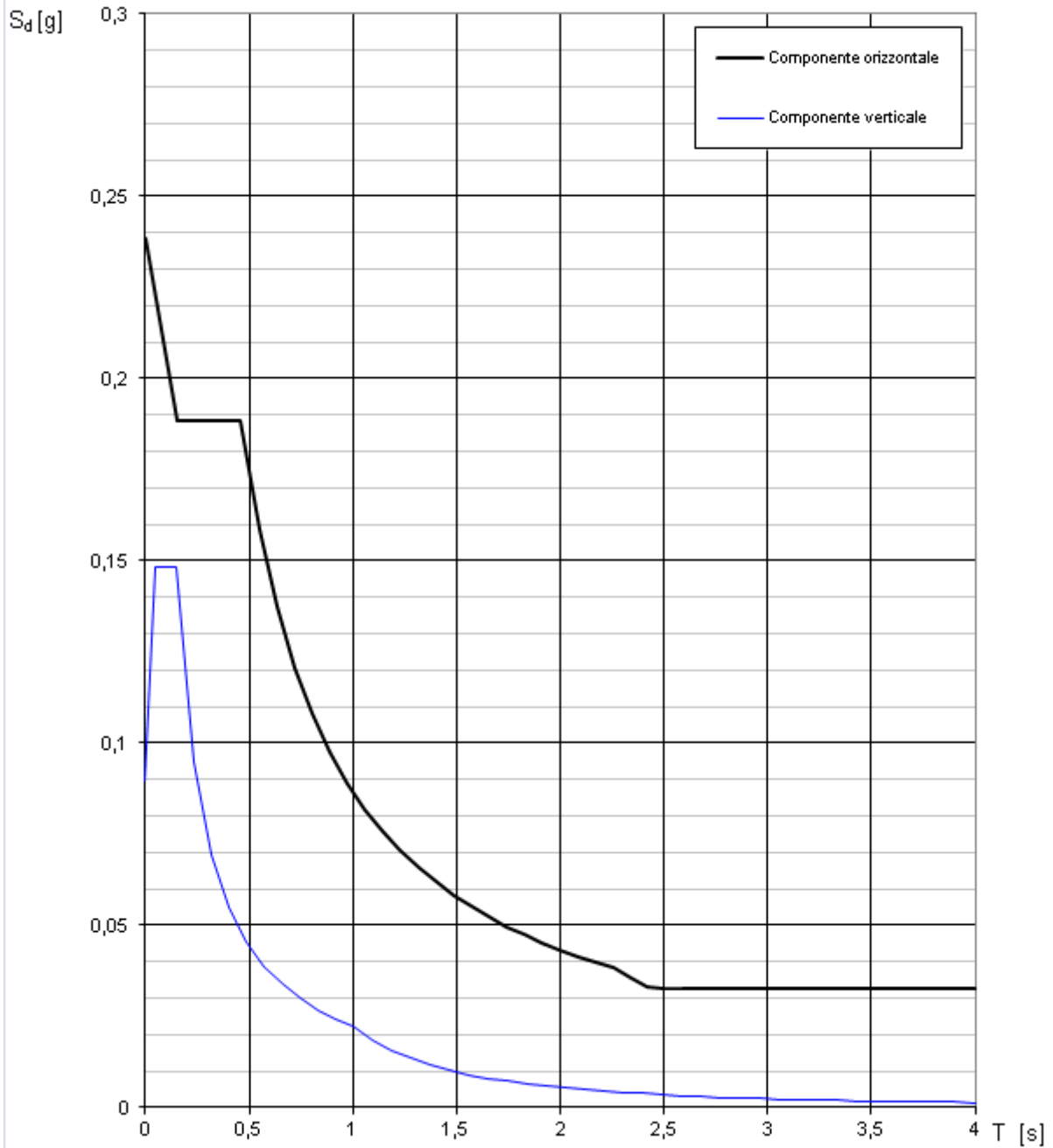


Figura 8: Spettro di progetto SLV, SLU delle strutture

Lo spettro di progetto per le verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) delle strutture in termini di resistenza viene ottenuto a partire dallo spettro elastico SLD prima riportato, ridotto secondo un fattore di struttura $q=1/\eta=1/(2/3)=1,5$, di seguito riportato:

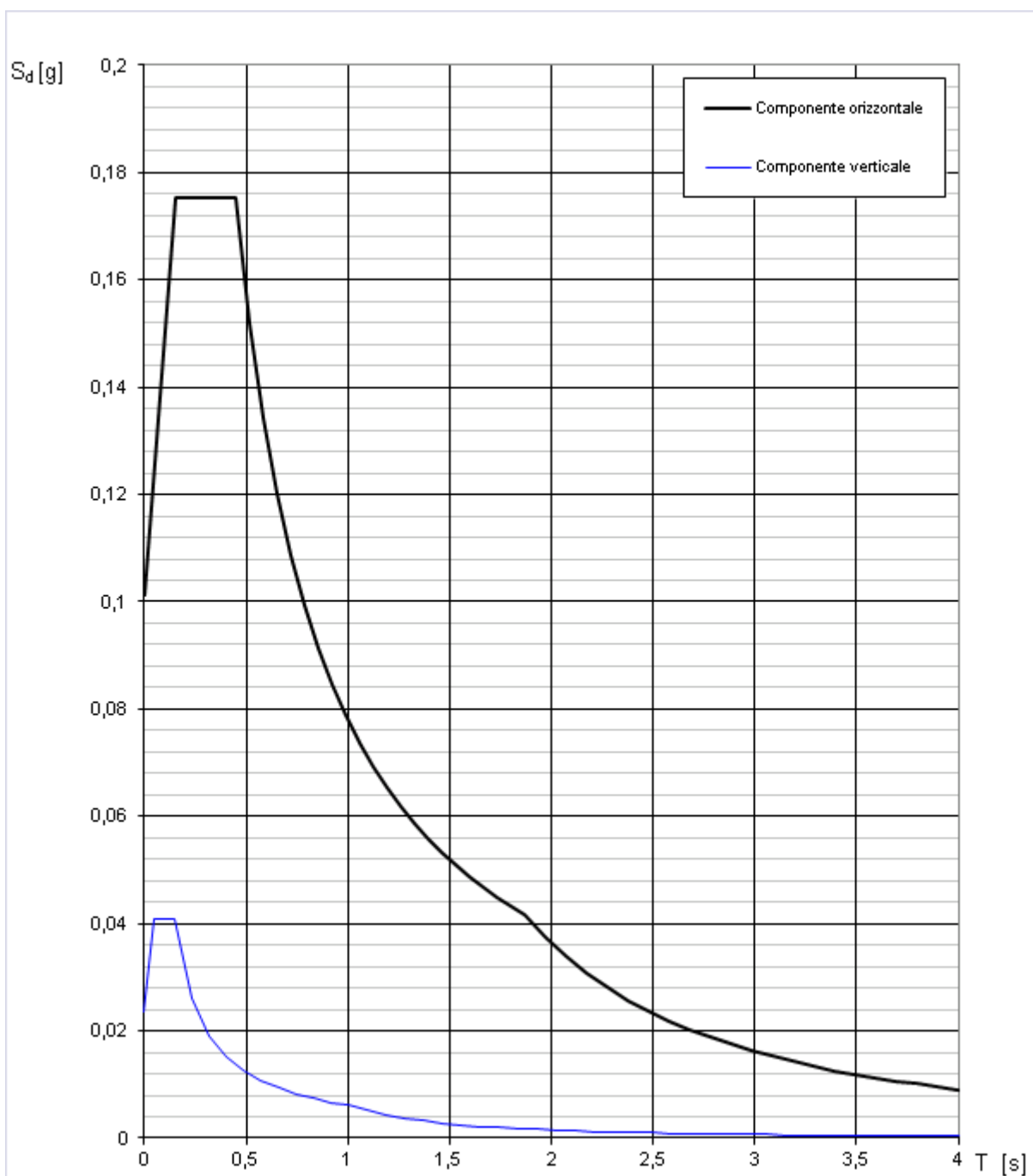


Figura 9: Spettro di progetto SLD, SLE delle strutture in termini di resistenza

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo:	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D00DI2CLFA03A2001B	Pag. 28 di 102

Per le verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) delle strutture in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali (e degli impianti interni di mantenimento della funzionalità) lo spettro di progetto coincide con quello elastico SLO prima riportato.

8 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Le azioni elementari prima analizzate vengono combinate in modo da determinare le condizioni più gravose per ciascuna verifica, secondo le contemporaneità prescritte dalla Normativa vigente.

Per le verifiche strutturali e geotecniche agli stati limite ultimi per azioni statiche e per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica vengono considerate le seguenti combinazioni:

- Fondamentale (SLU) (2.5.1 del DM/08)
- Sismica (2.5.5 del DM/08)

segundo l'Approccio 2: (A1 + M1 + R3), con i coefficienti parziali riassunti nelle seguenti tabelle:

AZIONE		Coeff. Parziale $\gamma_E - A1$ (STR)
Permanente sfavorevole	γ_{G1}	1,30
Permanente favorevole		1,00
Permanente non strutturale sfavorevole	γ_{G2}	1,30 (v. precisazioni seguenti)
Permanente non strutturale favorevole		0.00
Variabile sfavorevole	γ_Q	1.50
Variabile favorevole		0.00

Tabella 4: Coefficienti parziali per le azioni – Rif. Tab. 2.6.I del DM 14/1/2008

PARAMETRO		Coefficiente
		M1
Tangente angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	1.00
Coesione efficace	c'_k	1.00
Resistenza non drenata	c_{uk}	1.00
Peso dell'unità di volume	γ	1.00

Tabella 5: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici – Rif. Tab. 6.2.II del DM 14/1/2008

VERIFICA	COEFF. PARZIALE γ_r
	R3
Capacità portante	2,3
Scorrimento	1,1

Tabella 6: Coefficienti parziali per fondazioni superficiali – Rif. Tab. 6.4.I del DM 14/1/2008

e con le seguenti precisazioni:

- nelle combinazioni impiegate per le verifiche strutturali, il coefficiente γ_r non viene portato in conto, quindi combinazione (A1 + M1);
- per i permanenti portati si è assunto lo stesso coefficiente dei permanenti strutturali in quanto compiutamente definiti; si tratta infatti delle finiture della copertura e delle murature poste direttamente sulle travi di fondazione che non presentano aleatorietà e non sono suscettibili di significative modifiche nel tempo;
- per le combinazioni sismiche, i coefficienti parziali non nulli della Tab. 4 (azioni A1) saranno posti uguale a 1;
- per le combinazioni sismiche risultano nulli tutti i coefficienti di combinazione Ψ_2 della successiva Tab. 7 e quindi si esclude la contemporaneità del sisma con i sovraccarichi accidentali.

Per le verifiche strutturali agli stati limite di esercizio per azioni statiche vengono considerate le seguenti combinazioni:

- Caratteristica (rara) (SLE) (2.5.2 del DM/08) per le tensioni nei materiali
- Frequente (2.5.3 del DM/08) per la fessurazione

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo:	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D00DI2CLFA03A2001B	Pag. 30 di 102

- Quasi permanente (2.5.4 del DM/08) per la fessurazione con i coefficienti di combinazione riassunti nella seguente tabella:

AZIONE	COEFF. DI COMBINAZIONE		
	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
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

Tabella 7: Coefficienti di combinazione per le azioni variabili – Rif. Tab. 2.5.I.del DM 14/1/2008

Il dettaglio delle combinazioni considerate viene esposto nella seguente tabella, separatamente per quelle statiche e sismiche.

COMBINAZIONE		AZIONE					
Numero	Nome	Perm. Strutture G1	Perm. Portati G2	Acc. H Copert. Qk	Neve Qn	Vento direz. X Qv, X	Vento direz. Y Qv, Y
da 1 a 8, azioni statiche elementari							
9	SLU 1	1,3	1,3	1,5	0,75	0,9	0
10	SLU 2	1,3	1,3	1,5	0,75	-0,9	0
11	SLU 3	1,3	1,3	1,5	0,75	0	0,9
12	SLU 4	1,3	1,3	1,5	0,75	0	-0,9
13	SLU 5	1,3	1,3	0	1,5	0,9	0
14	SLU 6	1,3	1,3	0	1,5	-0,9	0
15	SLU 7	1,3	1,3	0	1,5	0	0,9
16	SLU 8	1,3	1,3	0	1,5	0	-0,9
17	SLU 9	1,3	1,3	0	0,75	1,5	0
18	SLU 10	1,3	1,3	0	0,75	-1,5	0
19	SLU 11	1,3	1,3	0	0,75	0	1,5
20	SLU 12	1,3	1,3	0	0,75	0	-1,5
21	SLE RA 1	1	1	1	0,5	0,6	0
22	SLE RA 2	1	1	1	0,5	-0,6	0
23	SLE RA 3	1	1	1	0,5	0	0,6
24	SLE RA 4	1	1	1	0,5	0	-0,6
25	SLE RA 5	1	1	0	1	0,6	0
26	SLE RA 6	1	1	0	1	-0,6	0
27	SLE RA 7	1	1	0	1	0	0,6
28	SLE RA 8	1	1	0	1	0	-0,6
29	SLE RA 9	1	1	0	0,5	1	0
30	SLE RA 10	1	1	0	0,5	-1	0
31	SLE RA 11	1	1	0	0,5	0	1
32	SLE RA 12	1	1	0	0,5	0	-1
33	SLE FR 1	1	1	0	0	0	0
34	SLE FR 2	1	1	0	0,2	0	0
35	SLE FR 3	1	1	0	0	0,2	0
36	SLE FR 4	1	1	0	0	-0,2	0
37	SLE FR 5	1	1	0	0	0	0,2
38	SLE FR 6	1	1	0	0	0	-0,2
39	SLE QP 1	1	1	0	0	0	0

NOTE:

- La numerazione delle combinazioni statiche coincide con quella del tabulato di calcolo.
- La CC 33 – SLE FR 1 risulta uguale alla CC 39 – SLE QP a causa del valore nullo del coefficiente parziale ψ_1 per il carico accidentale Qk.

Tabella 8a: Combinazioni considerate per gli stati limite da azioni statiche

COMBINAZIONE		AZIONE							
Numero	Nome	Perm. Strutture G1	Perm. Portati G2	Acc. H Copert. Qk	Neve Qn	Vento direz. X Qv, X	Vento direz. Y Qv, Y	Sisma orizz. X E, X	Sisma orizz. Y E, Y
da 40 a 43 azioni sismiche elementari									
vedi nota	SLV	1	1	0	0	0	0	+1 e -1	+0,3 e -0,3
	SLV	1	1	0	0	0	0	+0,3 e -0,3	+1 e -1
	SLD	1	1	0	0	0	0	+1 e -1	+0,3 e -0,3
	SLD	1	1	0	0	0	0	+0,3 e -0,3	+1 e -1
	SLO	1	1	0	0	0	0	+1 e -1	+0,3 e -0,3
	SLO	1	1	0	0	0	0	+0,3 e -0,3	+1 e -1

NOTA:

- Per la lista completa e la numerazione di dettaglio delle combinazioni sismiche si rinvia alla Tabella 11 del paragrafo 9.3

Tabella 8b: Combinazioni considerate per gli stati limite sismici (criterio generale)

9 ANALISI DELLO STATO DI SOLLECITAZIONE

9.1 MODELLO E CODICE DI CALCOLO

La struttura in esame è stata schematizzata con un telaio spaziale e sottoposta ad analisi numerica mediante il programma di calcolo automatico agli elementi finiti, codice GT STRUDL del Georgia Institute of Technology, revisione 2.5 del 2000.

Il modello è composto da elementi monodimensionali disposti secondo le linee d'asse della struttura reale e descritto in un sistema di riferimento cartesiano mediante le coordinate dei nodi, le incidenze delle aste, le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali ed i materiali corrispondenti a quelli indicati negli elaborati grafici di progetto. Il modello comprende anche le travi rovesce di fondazione mentre la reattività verticale offerta dal terreno di base è stata modellata con molle alla Winkler con costante elastica $K_w = 10000 \text{ kN/m}^3$ determinata sulla base dei parametri geotecnici.

Nelle seguenti figure è illustrato uno stralcio del modello di calcolo che si riferisce ai livelli della fondazione, delle catene e della copertura, con:

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo:	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	Pag.
	IN0D00DI2CLFA03A2001B	33 di 102

- in linea sottile nera la mesh, i fili strutturali della carpenteria, le misure in pianta e le quote (Z);
- Il sistema di riferimento OXY che ha origine nell'asse del pilastro 18, asse X parallelo al lato maggiore del fabbricato e asse Y ortogonale al primo;
- in nero la numerazione dei nodi, in rosso quella delle aste;
- un pallino nero indica i nodi di estremità di ciascun elemento verticale, pilastro o monaco; il numero di ciascuno di essi coincide con il numero del nodo di estremità alla quota inferiore;
- in rosso la numerazione delle aste, nell'ordine: travi d'imposta e catene, quindi le travi di falda, di displuvio e di colmo, prima del corpo grande e poi del corpo piccolo;
- la fondazione è schematizzata con un elevato numero di aste in funzione del fitto passo delle molle, variabile da 0,80 m a 1,00 m ma quasi ovunque pari al valore medio di 0,90 m; pertanto sullo schema viene riportato il numero della prima e dell'ultima asta che compongono ciascuna trave reale.

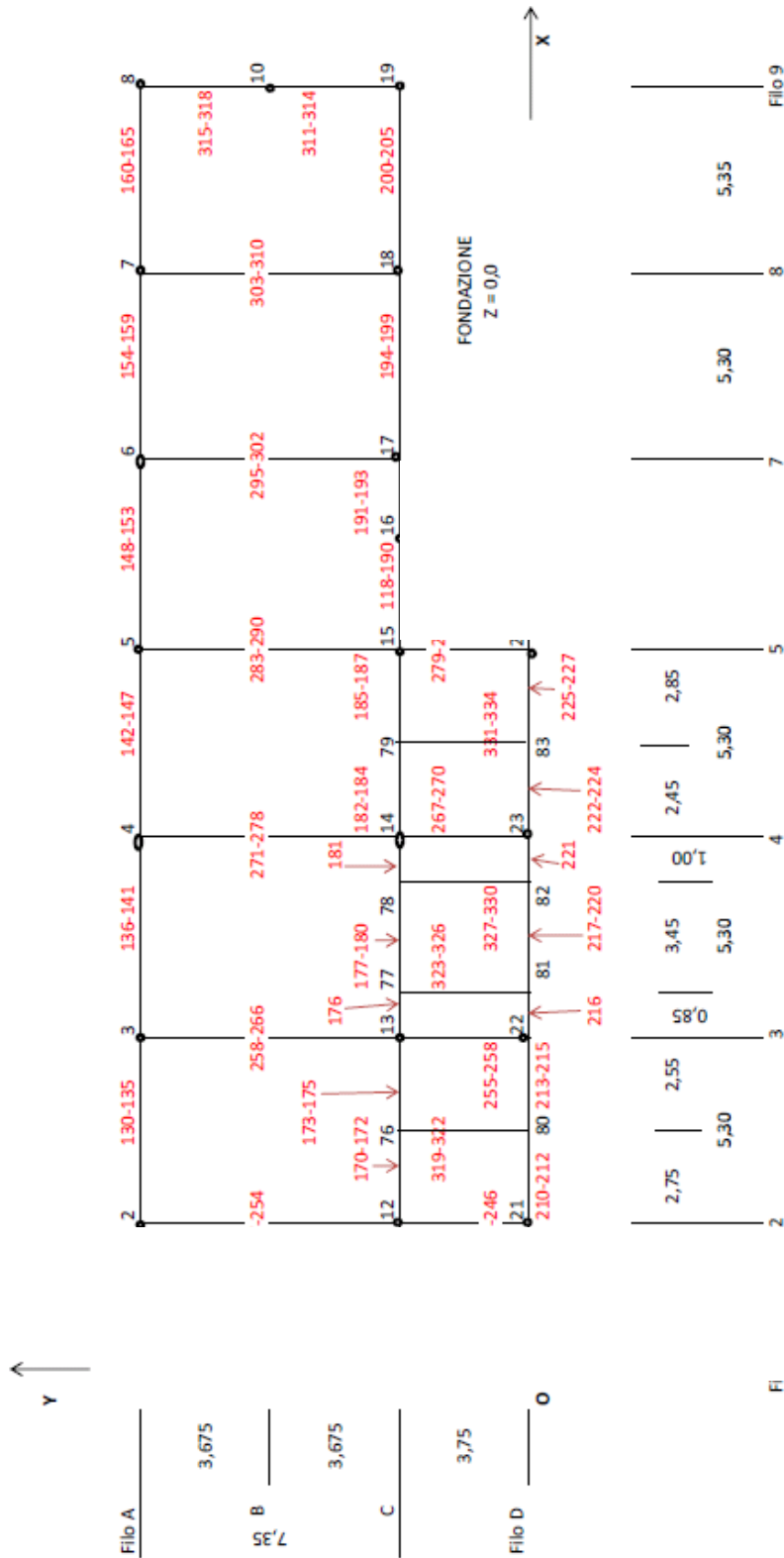


Fig. 10 – Mesh fondazione

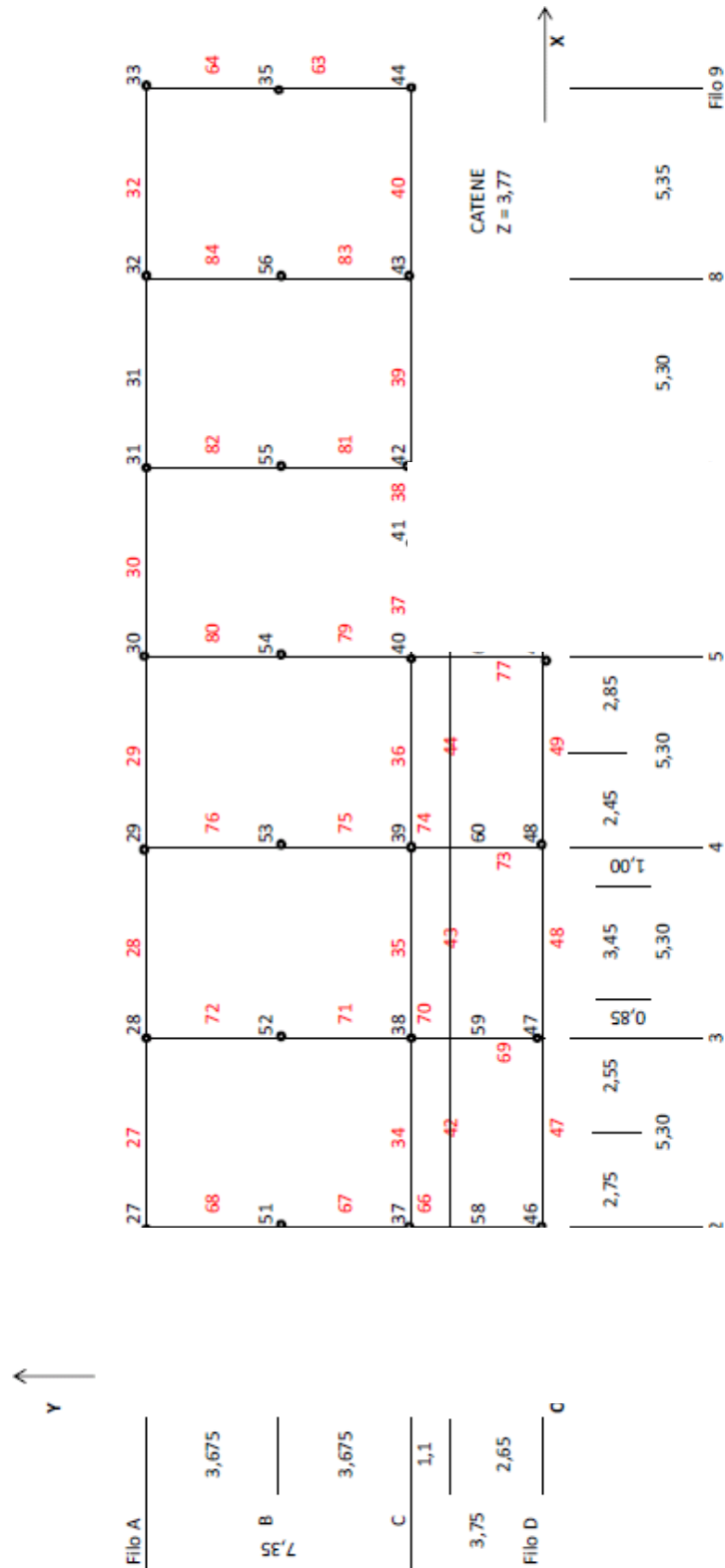


Fig. 11 – Mesh livello catene

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO

Titolo:

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN0D00DI2CLFA03A2001B

Pag.
36 di 102

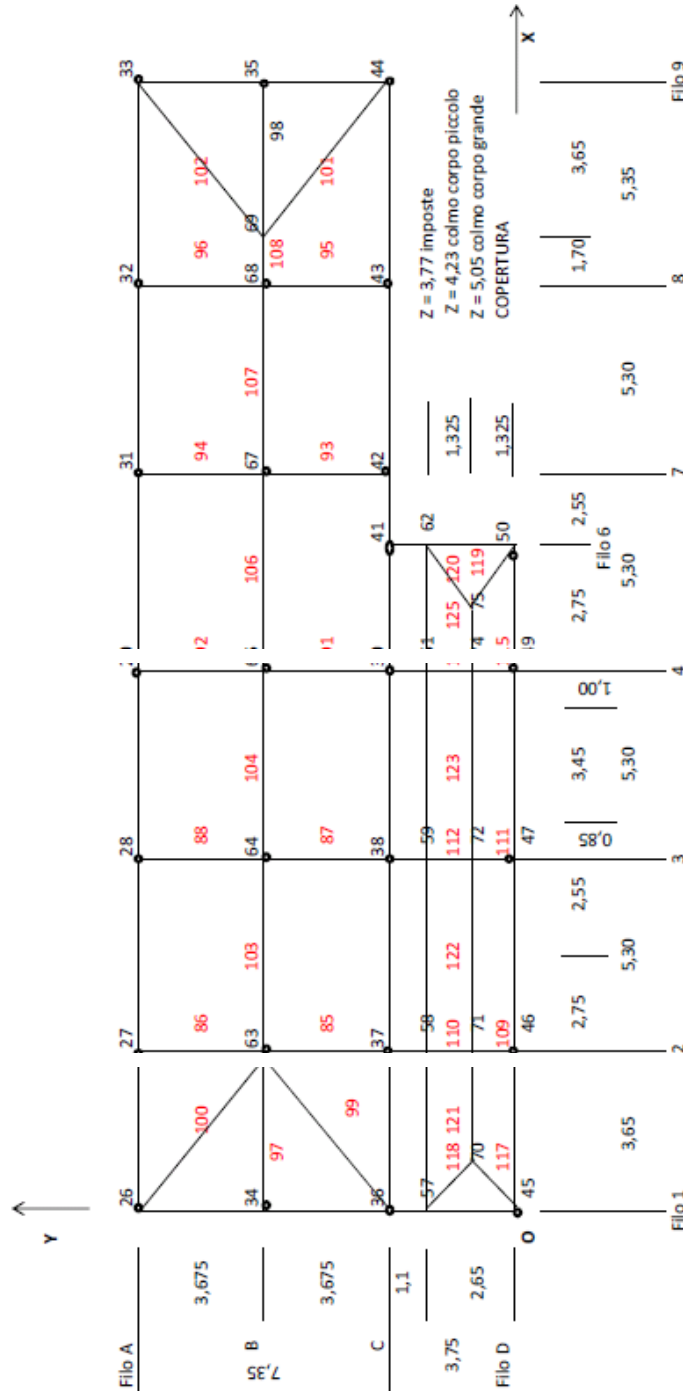


Fig. 12 – Mesh copertura

9.2 APPLICAZIONE DELLE AZIONI STATICHE

I carichi verticali vengono attribuiti alle diverse aste sulla base dei carichi unitari precedentemente analizzati e delle diverse aree di influenza.

Nella seguente tabella (frazionata su più pagine) sono riportati i carichi applicati alle travi della copertura.

TRAVE DI FALDA CORPO GRANDE fili 3, 4, 5, 7							
B (m)	H (m)	Estremo I			Estremo J		
		peso unit. (kN/mq)	larghezza (m)	carico (kN/m)	peso unit. (kN/mq)	larghezza (m)	carico (kN/m)
0,60	0,24			3,60			3,60
		3,00	4,70	14,10	3,00	4,70	14,10
		4,50	0,00	0,00	4,50	0,00	0,00
		totale G1		17,70			17,70
		1,80	5,30	9,54	1,80	5,30	9,54
		1,20	0,00	0,00	1,20	0,00	0,00
		totale G2		9,54			9,54
		totale Qk	0,50	5,30	0,50	5,30	2,65
		0,80	5,30	4,24	0,80	5,30	4,24
		1,30	0,00	0,00	1,30	0,00	0,00
		falde est. tot. Qn		4,24			4,24
		1,30	5,30	6,89	0,80	5,30	4,24
		1,30	0,00	0,00	1,30	0,00	0,00
		falde int. tot. Qn		6,89			4,24

Tab. 9.1

TRAVE DI FALDA CORPO GRANDE filo 2							
B (m)	H (m)	Estremo I			Estremo J		
		peso unit. (kN/mq)	larghezza (m)	carico (kN/m)	peso unit. (kN/mq)	larghezza (m)	carico (kN/m)
0,60	0,24			3,60			3,60
		3,00	3,80	11,40	3,00	2,35	7,05
		4,50	0,00	0,00	4,50	0,00	0,00
		totale G1		15,00			10,65
		1,80	4,50	8,10	1,80	2,65	4,77
		1,20	0,00	0,00	1,20	0,00	0,00
		totale G2		8,10			4,77
		totale Qk	0,50	4,50	0,50	2,65	1,33
		0,80	4,50	3,60	0,80	2,65	2,12
		1,30	0,00	0,00	1,30	0,00	0,00
		falde est. tot. Qn		3,60			2,12
		1,30	4,50	5,85	0,80	2,65	2,12
		1,30	0,00	0,00	1,30	0,00	0,00
		falde int. tot. Qn		5,85			2,12

Tab. 9.2

B (m)	H (m)	Estremo I			Estremo J		
		peso unit. (kN/mq)	larghezza (m)	carico (kN/m)	peso unit. (kN/mq)	larghezza (m)	carico (kN/m)
0,60	0,24			3,60			3,60
		3,00	4,70	14,10	3,00	3,05	9,15
		4,50	0,00	0,00	4,50	0,00	0,00
		totale G1		17,70			12,75
		1,80	5,30	9,54	1,80	3,50	6,30
		1,20	0,00	0,00	1,20	0,00	0,00
		totale G2		9,54			6,30
		totale Qk	0,50	5,30	0,50	3,50	1,75
		0,80	5,30	4,24	0,80	3,50	2,80
		1,30	0,00	0,00	1,30	0,00	0,00
		falde est. tot. Qn		4,24			2,80
		1,30	0,00	0,00	0,80	0,00	0,00
		1,30	0,00	0,00	1,30	0,00	0,00
		falde int. tot. Qn		0,00			0,00

Tab. 9.3

TRAVE DISPLUVIO CORPO GRANDE TRA FILI 1 E 2

B (m)	H (m)	Estremo I			Estremo J		
		peso unit. (kN/mq)	larghezza (m)	carico (kN/m)	peso unit. (kN/mq)	larghezza (m)	carico (kN/m)
0,60	0,24			3,60			3,60
		3,00	2,90	8,70	3,00	0,00	0,00
		4,50	0,00	0,00	4,50	0,00	0,00
		totale G1		12,30			3,60
		1,80	3,70	6,66	1,80	0,00	0,00
		1,20	0,00	0,00	1,20	0,00	0,00
		totale G2		6,66			0,00
		totale Qk	0,50	3,70	0,50	0,00	0,00
		0,80	3,70	2,96	0,80	0,00	0,00
		1,30	0,00	0,00	1,30	0,00	0,00
		falde est. tot. Qn		2,96			0,00
		1,05	3,70	3,89	0,80	0,00	0,00
		1,30	0,00	0,00	1,30	0,00	0,00
		falde int. tot. Qn		3,89			0,00

Tab. 9.4

B (m)	H (m)	Estremo I			Estremo J		
		peso unit. (kN/mq)	larghezza (m)	carico (kN/m)	peso unit. (kN/mq)	larghezza (m)	carico (kN/m)
0,60	0,24			3,60			3,60
		3,00	3,80	11,40	3,00	0,70	2,10
		4,50	0,00	0,00	4,50	0,00	0,00
		totale G1		15,00			5,70
		1,80	4,50	8,10	1,80	0,85	1,53
		1,20	0,00	0,00	1,20	0,00	0,00
		totale G2		8,10			1,53
		totale Qk	0,50	4,50	0,50	0,85	0,43
		0,80	4,50	3,60	0,80	0,85	0,68
		1,30	0,00	0,00	1,30	0,00	0,00
		falde est. tot. Qn		3,60			0,68
		1,05	0,00	0,00	0,80	0,00	0,00
		1,30	0,00	0,00	1,30	0,00	0,00
		falde int. tot. Qn		0,00			0,00

Tab. 9.5

TRAVE DI COLMO CORPO GRANDE

B (m)	H (m)	Estremo I			Estremo J		
		peso unit. (kN/mq)	larghezza (m)	carico (kN/m)	peso unit. (kN/mq)	larghezza (m)	carico (kN/m)
0,60	0,24						
peso proprio				3,60			3,60
peso solaio		3,00	0,40	1,20	3,00	0,40	1,20
peso cornicione		4,50	0,00	0,00	4,50	0,00	0,00
totale G1				4,80			4,80
finitura copertura		1,80	1,00	1,80	1,80	1,00	1,80
finitura cornicione		1,20	0,00	0,00	1,20	0,00	0,00
totale G2				1,80			1,80
totale Qk		0,50	1,00	0,50	0,50	1,00	0,50
neve falde esterne		0,80	1,00	0,80	0,80	1,00	0,80
neve cornicione		1,30	0,00	0,00	1,30	0,00	0,00
falde est. tot. Qn				0,80			0,80
neve falde interne		1,30	0,00	0,00	0,80	0,00	0,00
neve cornicione		1,30	0,00	0,00	1,30	0,00	0,00
falde int. tot. Qn				0,00			0,00

Tab. 9.6

TRAVE DI FALDA DI TESTATA CORPO GRANDE

B (m)	H (m)	Estremo I			Estremo J		
		peso unit. (kN/mq)	larghezza (m)	carico (kN/m)	peso unit. (kN/mq)	larghezza (m)	carico (kN/m)
0,60	0,24						
peso proprio				3,60			3,60
peso solaio		3,00	2,90	8,70	3,00	0,00	0,00
peso cornicione		4,50	0,00	0,00	4,50	0,00	0,00
totale G1				12,30			3,60
finitura copertura		1,80	3,70	6,66	1,80	0,00	0,00
finitura cornicione		1,20	0,00	0,00	1,20	0,00	0,00
totale G2				6,66			0,00
totale Qk		0,50	3,70	1,85	0,50	0,00	0,00
neve falde esterne		0,80	3,70	2,96	0,80	0,00	0,00
neve cornicione		1,30	0,00	0,00	1,30	0,00	0,00
falde est. tot. Qn				2,96			0,00
neve falde interne		1,30	0,00	0,00	0,80	0,00	0,00
neve cornicione		1,30	0,00	0,00	1,30	0,00	0,00
falde int. tot. Qn				0,00			0,00

Tab. 9.7

TRAVE D'IMPOSTA PERIMETRALE CORPO GRANDE

B (m)	H (m)	Estremo I			Estremo J		
		peso unit. (kN/mq)	larghezza (m)	carico (kN/m)	peso unit. (kN/mq)	larghezza (m)	carico (kN/m)
0,30	0,70						
peso proprio				5,25			5,25
peso solaio		3,00	0,20	0,60	3,00	0,20	0,60
peso cornicione		4,50	1,30	5,85	4,50	1,30	5,85
totale G1				11,70			11,70
finitura copertura		1,80	0,50	0,90	1,80	0,50	0,90
finitura cornicione		1,20	0,80	0,96	1,20	0,80	0,96
totale G2				1,86			1,86
totale Qk		0,50	1,30	0,65	0,50	1,30	0,65
neve falde esterne		0,80	0,50	0,40	0,80	0,50	0,40
neve cornicione		1,30	0,80	1,04	1,30	0,80	1,04
falde est. tot. Qn				1,44			1,44
neve falde interne		1,30	0,00	0,00	1,30	0,00	0,00
neve cornicione		1,30	0,00	0,00	1,30	0,00	0,00
falde int. tot. Qn				0,00			0,00

Tab. 9.8

TRAVE D'IMPOSTA INTERNA CORPO GRANDE

B (m)	H (m)	Estremo I			Estremo J		
		peso unit. (kN/mq)	larghezza (m)	carico (kN/m)	peso unit. (kN/mq)	larghezza (m)	carico (kN/m)
0,30	0,70						
				5,25			5,25
		3,00	0,20	0,60	3,00	0,20	0,60
		4,50	0,40	1,80	4,50	0,40	1,80
		totale G1		7,65			7,65
		1,80	0,50	0,90	1,80	0,50	0,90
		1,20	0,40	0,48	1,20	0,40	0,48
		totale G2		1,38			1,38
		totale Qk	0,50	0,45	0,50	0,90	0,45
		neve falde esterne	0,80	0,00	0,80	0,00	0,00
		neve cornicione	1,30	0,00	1,30	0,00	0,00
		falde est. tot. Qn		0,00			0,00
		neve falde interne	1,30	0,50	1,30	0,50	0,65
		neve cornicione	1,30	0,40	1,30	0,40	0,52
		falde int. tot. Qn		1,17			1,17

Tab. 9.9

TRAVE DI FALDA CORPO PICCOLO filo 2

B (m)	H (m)	Estremo I			Estremo J		
		peso unit. (kN/mq)	larghezza (m)	carico (kN/m)	peso unit. (kN/mq)	larghezza (m)	carico (kN/m)
0,60	0,24						
				3,60			3,60
		3,00	3,80	11,40	3,00	3,40	10,20
		4,50	0,00	0,00	4,50	0,00	0,00
		totale G1		15,00			13,80
		1,80	4,50	8,10	1,80	3,85	6,93
		1,20	0,00	0,00	1,20	0,00	0,00
		totale G2		8,10			6,93
		totale Qk	0,50	2,25	0,50	3,85	1,93
		neve falde esterne	0,80	3,60	0,80	3,85	3,08
		neve cornicione	1,30	0,00	1,30	0,00	0,00
		falde est. tot. Qn		3,60			3,08
		neve falde interne	1,30	4,50	0,80	3,85	3,08
		neve cornicione	1,30	0,00	1,30	0,00	0,00
		falde int. tot. Qn		5,85			3,08

Tab. 9.10

TRAVE DI FALDA CORPO PICCOLO filo 5

B (m)	H (m)	Estremo I			Estremo J		
		peso unit. (kN/mq)	larghezza (m)	carico (kN/m)	peso unit. (kN/mq)	larghezza (m)	carico (kN/m)
0,60	0,24						
				3,60			3,60
		3,00	3,30	9,90	3,00	2,90	8,70
		4,50	0,00	0,00	4,50	0,00	0,00
		totale G1		13,50			12,30
		1,80	4,05	7,29	1,80	3,35	6,03
		1,20	0,00	0,00	1,20	0,00	0,00
		totale G2		7,29			6,03
		totale Qk	0,50	2,03	0,50	3,35	1,68
		neve falde esterne	0,80	3,24	0,80	3,35	2,68
		neve cornicione	1,30	0,00	1,30	0,00	0,00
		falde est. tot. Qn		3,24			2,68
		neve falde interne	1,30	4,05	0,80	3,35	2,68
		neve cornicione	1,30	0,00	1,30	0,00	0,00
		falde int. tot. Qn		5,27			2,68

Tab. 9.11

TRAVE DISPLUVIO CORPO PICCOLO TRA FILI 1 E 2							
B (m)	H (m)	Estremo I			Estremo J		
0,60	0,24	peso unit. (kN/mq)	larghezza (m)	carico (kN/m)	peso unit. (kN/mq)	larghezza (m)	carico (kN/m)
				3,60			3,60
		3,00	2,40	7,20	3,00	1,05	3,15
		4,50	0,00	0,00	4,50	0,00	0,00
		totale G1		10,80			6,75
		1,80	3,20	5,76	1,80	1,20	2,16
		1,20	0,00	0,00	1,20	0,00	0,00
		totale G2		5,76			2,16
		totale Qk	0,50	1,60	0,50	1,20	0,60
		0,80	3,20	2,56	0,80	1,20	0,96
		1,30	0,00	0,00	1,30	0,00	0,00
		falde est. tot. Qn		2,56			0,96
		1,05	3,20	3,36	0,80	1,20	0,96
		1,30	0,00	0,00	1,30	0,00	0,00
		falde int. tot. Qn		3,36			0,96

Tab. 9.12

TRAVE DISPLUVIO CORPO PICCOLO TRA FILI 5 E 6							
B (m)	H (m)	Estremo I			Estremo J		
0,60	0,24	peso unit. (kN/mq)	larghezza (m)	carico (kN/m)	peso unit. (kN/mq)	larghezza (m)	carico (kN/m)
				3,60			3,60
		3,00	1,90	5,70	3,00	0,55	1,65
		4,50	0,00	0,00	4,50	0,00	0,00
		totale G1		9,30			5,25
		1,80	2,75	4,95	1,80	0,70	1,26
		1,20	0,00	0,00	1,20	0,00	0,00
		totale G2		4,95			1,26
		totale Qk	0,50	1,38	0,50	0,70	0,35
		0,80	2,75	2,20	0,80	0,70	0,56
		1,30	0,00	0,00	1,30	0,00	0,00
		falde est. tot. Qn		2,20			0,56
		1,05	2,75	2,89	0,80	0,70	0,56
		1,30	0,00	0,00	1,30	0,00	0,00
		falde int. tot. Qn		2,89			0,56

Tab. 9.13

NOTA:

I carichi sulle travi di falda del corpo piccolo ai fili 3 e 4 sono uguali a quelli delle corrispondenti travi del corpo grande (Tab. 9.1). I carichi sulle travi di colmo, d'imposta perimetrale e d'imposta interne del corpo piccolo sono uguali a quelli delle corrispondenti travi del corpo grande (Tabb. 9.6, 9.8 e 9.9 rispettivamente).

Tabella 9: Carichi sulle aste

Di seguito sono riportati i carichi verticali applicati agli altri elementi strutturali:

- monaco (25x25):

peso proprio $0,25 \times 0,25 \times 25,0 = 1,57 \text{ kN/m}$ totale G1

- catene corpo grande (40x30):
 - peso proprio $0,40 \times 0,30 \times 25,0 = \underline{3,00 \text{ kN/m}} \text{ totale G1}$
 - muratura divisorio $\underline{\text{da } (0,25 \times 2,6) = 0,65 \text{ kN/m a } (1,5 \times 2,6) = 3,90 \text{ kN/m}} \text{ totale G2}$

- catene corpo piccolo (40x30):
 - peso proprio $0,40 \times 0,30 \times 25,0 = \underline{3,00 \text{ kN/m}} \text{ totale G1}$
 - muratura divisorio $\underline{\text{valore medio } (0,45 \times 2,6) = 1,17 \text{ kN/m}} \text{ totale G2}$

- pilastri (30x50):
 - peso proprio $0,30 \times 0,50 \times 25,0 = \underline{3,75 \text{ kN/m}} \text{ totale G1}$
 - $0,30 \times 0,30 \times 25,0 = \underline{2,25 \text{ kN/m}} \text{ totale G1 per il solo pilastro 16}$

- travi di fondazione longitudinali e di testata, suola (90x40) + anima (45x80):
 - peso proprio $[(0,90 \times 0,40) + (0,45 \times 0,80)] \times 25,0 = \underline{18,00 \text{ kN/m}} \text{ totale G1}$
 - muratura tamponatura $3,65 \times 5,0 = 18,25 \text{ kN/m}$
 - calpestio su ali $0,45 \times 16,0 = 7,20 \text{ kN/m}$
 - $\underline{25,45 \text{ kN/m}} \text{ totale G2}$

- travi di fondazione trasversali interne, suola (80x40) + anima (30x80):
 - peso proprio $[(0,80 \times 0,40) + (0,30 \times 0,80)] \times 25,0 = \underline{14,00 \text{ kN/m}} \text{ totale G1}$
 - muratura divisorio $3,65 \times 2,6 = 9,49 \text{ kN/m}$
 - calpestio su ali $0,50 \times 16,0 = 8,00 \text{ kN/m}$
 - calpestio su anima $0,10 \times 2,0 = 0,20 \text{ kN/m}$
 - impianti fissi $0,60 \times 5,0 = 3,00 \text{ kN/m}$
 - $\underline{20,69 \text{ kN/m}} \text{ totale G2}$

L'azione del vento sulle pareti del fabbricato equivale ad un carico uniformemente distribuito in sommità pari a:

- parete sopravento $0,72 \times (3,65/2 + 0,70) = 1,82 \text{ kN/m}$
- parete sottovento $0,36 \times (3,65/2 + 0,70) = 0,91 \text{ kN/m}$

dove 3,65 m è l'altezza della parete e 0,70 m l'altezza del timpano all'imposta della copertura.

Tale carico viene poi concentrato nei nodi strutturali di sommità dei pilastri perimetrali in funzione dell'interasse degli stessi, come segue:

- vento in direzione longitudinale, +X

pilastro (n° della carpenteria)	fascia di competenza (m)	forza (kN)
1	3,675	6,69
11	5,55	10,10
20	1,875	3,41
8, 19	3,675	3,35
16, 25	1,875	1,71

- vento in direzione longitudinale, -X


pilastro (n° della carpenteria)	fascia di competenza (m)	forza (kN)
1	3,675	-3,35
11	5,55	-5,06
20	1,875	-1,71
8, 19	3,675	-6,69
16, 25	1,875	-3,41

- vento in direzione trasversale, +Y

pilastro (n° della carpenteria)	fascia di competenza (m)	forza (kN)
20	1,825	3,32
21	4,475	8,14
22, 23	5,30	9,65
24	4,025	7,33
25	1,375	2,50
16	1,275	2,32
17	3,925	7,15
18	5,325	9,69
19	2,675	4,87
1	1,825	1,66
2	4,475	4,07
3, 4, 5, 6	5,30	4,82
7	5,325	4,85
8	2,675	2,44

- vento in direzione trasversale, -Y

pilastro (n° della carpenteria)	fascia di competenza (m)	forza (kN)
20	1,825	-1,66
21	4,475	-4,07

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo:	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	Pag.
	IN0D00DI2CLFA03A2001B	44 di 102

22, 23	5,30	-4,82
24	4,025	-3,66
25	1,375	-1,25
16	1,275	-1,16
17	3,925	-3,57
18	5,325	-4,85
19	2,675	-2,44
1	1,825	-3,32
2	4,475	-8,14
3, 4, 5, 6	5,30	-9,65
7	5,325	-9,69
8	2,675	-4,87

9.3 ANALISI SISMICA

La struttura in esame possiede i requisiti normativi per un'analisi sismica semplificata – lineare statica – consistente nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze d'inerzia indotte dall'azione sismica. Infatti la costruzione è regolare in altezza (monopiano) ed è rispettata la condizione: $T_1 < 2,5 T_C$ o T_D , come segue:

$$T_1 = C_1 \times H^{3/4} = 0,25 \text{ s} \quad \text{periodo primo modo di vibrazione}$$

con

$$C_1 = 0,075 \quad (\text{struttura a telaio in calcestruzzo armato})$$

$$H = 5,00 \text{ m} \quad \text{altezza dal piano della fondazione}$$

mentre dagli spettri relativi ai diversi stati limite si ricavano i valori minimi:

$$T_C = 0,442 \text{ s}, \text{ e quindi } 2,5 T_C = 1,105 \text{ s}, \text{ e } T_D = 1,819$$

Si procede quindi con l'analisi statica equivalente.

Trattandosi di una struttura monopiano, con la massa sostanzialmente concentrata in sommità, la forza coincide con il taglio alla base:

$$F_h = S_d(T_1) \times W \times \lambda / g$$

nella quale:

- g è l'accelerazione di gravità;
- $\lambda = 1$ (struttura con meno di tre orizzontamenti);
- $S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto in corrispondenza del primo modo di vibrazione che assume i seguenti valori per i diversi stati limite:

0,188 g per SLV – 0,175 g per SLD – 0,210 g per SLO

come risulta dalla seguente tabella.

Si osserva che il periodo di 0,25 s determinato per la struttura in esame corrisponde la ramo orizzontale dello spettro e quindi ai valori massimi dell'accelerazione spettrale.

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,239
$T_B \leftarrow$	0,153	0,188
$T_c \leftarrow$	0,460	0,188
	0,546	0,159
	0,631	0,137
	0,717	0,121
	0,802	0,108
	0,888	0,098
	0,973	0,089
	1,059	0,082

10.1 - SLV_di progetto

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,101
$T_B \leftarrow$	0,148	0,175
$T_c \leftarrow$	0,444	0,175
	0,512	0,152
	0,580	0,134
	0,648	0,120
	0,716	0,109
	0,784	0,099
	0,852	0,091
	0,919	0,085
	0,987	0,079
	1,055	0,074

10.2 - SLD_di progetto

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,082
T _B ←	0,147	0,210
T _C ←	0,442	0,210
	0,507	0,183
	0,573	0,162
	0,638	0,145
	0,704	0,132
	0,770	0,120
	0,835	0,111
	0,901	0,103
	0,966	0,096
	1,032	0,090

10.3 - SLO_di progetto (elastico)

Tabella 10: Punti dello spettro (stralcio)

- W è il peso complessivo della costruzione che viene valutato qui di seguito sulla base delle precedenti analisi dei carichi (vedi paragrafi 7.1 e 9.2):

p.p. pilastri $(25 \times 3,62 \times 3,75) / 2 =$ 169,69 kN

catene corpo grande $6 \times 7,05 \times 3,0 =$ 126,90 kN

catene corpo piccolo $4 \times 3,45 \times 3,0 =$ 41,40 kN

monaci $6 \times 1,50 \times 1,57 =$ 14,13 kN

p.p. travi d'imposta $(35,50 + 11,10 + 22,30) \times 2 \times 5,25 =$ 723,45 kN

p.p. solaio e zone piene, sotto il dettaglio 1274,13 kN

c. grande (tutto pieno) $35,20 \times 7,05 / \cos 19^\circ \times 0,24 \times 25 =$ 1574,76 kN

a detrarre zone di solaio corpo grande

$[6 \times (1/2 \times 2,75 \times 2,80) + 10 \times (4,70 \times 3,10) +$

$+ 2 \times (4,50 + 1,40) / 2 \times 3,10] / \cos 19^\circ \times [3,00 - (0,24 \times 25)] =$ -593,61 kN

c. piccolo (tutto pieno) $22,00 \times 2,35 / \cos 19^\circ \times 0,24 \times 25 =$ 328,07 kN

$22,00 \times 0,80 \times 0,24 \times 25 =$ 105,60 kN

a detrarre zone di solaio corpo piccolo

$[2 \times (1/2 \times 1,60 \times 0,80) + 2 \times (2,75 + 2,10) / 2 \times 0,80 +$

$+ 6 \times (4,70 \times 0,80) +$

$+ 2 \times (1,90 + 1,15) / 2 \times 0,80] / \cos 19^\circ \times [3,00 - (0,24 \times 25)] =$ -95,69 kN

$[(2,75 + 1,90) + (3 \times 4,70)] \times 0,80 \times [3,00 - (0,24 \times 25)] =$ -45,00 kN

p.p. cornicione	$(36,60+12,20) \times 2 \times 0,80 \times 0,18 \times 25 =$	351,36 kN
p.p. veletta	$(37,55+13,15) \times 2 \times 0,55 \times 0,15 \times 25 =$	<u>209,14 kN</u>
	Totale W (G1) =	2910,20 kN

finitura copertura c. grande	$35,80 \times 7,65 / \cos 19^\circ \times 1,8 =$	521,37 kN
finitura copertura c. piccolo	$22,60 \times 2,95 / \cos 19^\circ \times 1,8 =$	126,92 kN
finitura cornicioni	$[(36,60+12,20) \times 2 + 22,00] \times 0,80 \times 1,20 =$	114,82 kN
murature su catene c. grande	$6 \times 6,80 \times (0,65 + 3,90) / 2 =$	92,82 kN (1)
murature su catene c. picc.	$4 \times 3,45 \times 1,17 =$	16,15 kN (1)
	parziale W (G2) =	872,08 kN
tamponature	$(35,50+11,10) \times 2 \times 3,62 / 2 \times 5,00 \times 0,85 =$	716,94 kN (2)
divisori interni	$[22,30 + (3 \times 7,35) + (6 \times 3,75)] \times 3,62 / 2 \times 2,60 =$	263,77 kN (3)
	Totale W (G2) =	1852,79 kN

Note:

- (1) – si ipotizza un divisorio interno su ciascun allineamento trasversale di pilastri
- (2) – si considera concentrata in sommità la massa di metà altezza delle tamponature, con una riduzione minima, del 15%, per tener conto delle ampie aperture di servizio
- (3) – si considera concentrato in sommità il contributo di metà altezza dei divisori interni

Risulta quindi $W = 2910,20 + 1852,79 = 4762,99$ kN

Per quanto sopra la forza sismica totale per i diversi stati limite risulta:

$$\text{SLV } F_h = 0,188 \times 4762,99 = 895,44 \text{ kN}$$

$$\text{SLD } F_h = 0,175 \times 4762,99 = 833,53 \text{ kN}$$

$$\text{SLO } F_h = 0,210 \times 4762,99 = 1000,23 \text{ kN}$$

e viene applicata nel centro di massa. Questo può essere localizzato nel baricentro geometrico della copertura, in ragione dell'uniforme distribuzione dei carichi su di essa, e quindi nel punto di coordinate:

$$X = [(32,30 \times 7,35) \times 31,80 / 2 + (22,30 \times 3,75) \times 22,30 / 2] / [(32,30 \times 7,35) + (22,30 \times 3,75)] =$$

$$= 14,62 \text{ m}$$

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo:	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.		Pag.
IN0D00DI2CLFA03A2001B		48 di 102

$$Y = [(32,30 \times 7,35) \times (3,75 + 7,35/2) + (22,30 \times 3,75) \times 3,75/2] / [(32,30 \times 7,35) + (22,30 \times 3,75)] = 5,98 \text{ m}$$

nel sistema di riferimento XY dello schema di calcolo che ha l'origine O in asse al pilastro 18.

Al centro di massa viene attribuita un'eccentricità accidentale, con doppio segno in ciascuna delle due direzioni:

$$e_x = 0,05 \times 32,30 = \pm 1,615 \text{ m} \quad \text{per il sisma in direzione Y}$$

$$e_y = 0,05 \times 10,9 = \pm 0,545 \text{ m} \quad \text{per il sisma in direzione X}$$

il che vuol dire che per la condizione "sisma X" la forza può essere applicata in due diversi punti, di ordinata:

$$\text{Sisma EX}+e_y - \text{loading 40} - (Y + e_y) = (5,98 + 0,545) = 6,525 \text{ m}$$

$$\text{Sisma EX}-e_y - \text{loading 41} - (Y - e_y) = (5,98 - 0,545) = 5,435 \text{ m}$$

e, analogamente, per la condizione "sisma Y" la forza può essere applicata in due diversi punti, di ascissa:

$$\text{Sisma EY}+e_x - \text{loading 42} - (X + e_x) = (14,62 + 1,615) = 16,235 \text{ m}$$

$$\text{Sisma EY}-e_x - \text{loading 43} - (X - e_x) = (14,62 - 1,615) = 13,005 \text{ m}$$

Per ciascuna delle 2 direzioni si hanno 2 eccentricità (quindi due punti di applicazione) e 2 versi, per un totale di $(2 \times 2 \times 2) = 8$ azioni sismiche "principali", cioè con coefficiente moltiplicativo 1. Ciascuna di esse può essere combinata con l'azione sismica "secondaria", cioè con il coefficiente moltiplicativo 0,3, a sua volta agente con 2 eccentricità e 2 versi, cioè secondo $(2 \times 2) = 4$ configurazioni. In totale si hanno quindi $(8 \times 4) = 32$ combinazioni sismiche per ciascuno stato limite considerato.

Per semplicità di gestione del tabulato, il calcolo sarà direttamente riferito al solo SLV; le sollecitazioni per lo SLD e lo SLO potranno essere ricavate indirettamente, a valle del calcolo, semplicemente in proporzione alle diverse forze sismiche totali prima determinate. Quindi nella tabella successiva si riporta il dettaglio delle combinazioni sismiche allo SLV con la stessa numerazione del tabulato.

COMBINAZIONE			AZIONE					
Numero	Nome		Perm. Strutture G1	Perm. Portati G2	Sisma orizz. EX+ ey (loading 40)	Sisma orizz. EX - ey (loading 41)	Sisma orizz. EY+ ex (loading 42)	Sisma orizz. EY - ex (loading 43)
da 40 a 43 azioni sismiche elementari								
44	SLV	1	1	1	1	0	0,3	0
45	SLV	2	1	1	1	0	-0,3	0
46	SLV	3	1	1	1	0	0	0,3
47	SLV	4	1	1	1	0	0	-0,3
48	SLV	5	1	1	-1	0	0,3	0
49	SLV	6	1	1	-1	0	-0,3	0
50	SLV	7	1	1	-1	0	0	0,3
51	SLV	8	1	1	-1	0	0	-0,3
52	SLV	9	1	1	0	1	0,3	0
53	SLV	10	1	1	0	1	-0,3	0
54	SLV	11	1	1	0	1	0	0,3
55	SLV	12	1	1	0	1	0	-0,3
56	SLV	13	1	1	0	-1	0,3	0
57	SLV	14	1	1	0	-1	-0,3	0
58	SLV	15	1	1	0	-1	0	0,3
59	SLV	16	1	1	0	-1	0	-0,3
60	SLV	17	1	1	0,3	0	1	0
61	SLV	18	1	1	-0,3	0	1	0
62	SLV	19	1	1	0	0,3	1	0
63	SLV	20	1	1	0	-0,3	1	0
64	SLV	21	1	1	0,3	0	-1	0
65	SLV	22	1	1	-0,3	0	-1	0
66	SLV	23	1	1	0	0,3	-1	0
67	SLV	24	1	1	0	-0,3	-1	0
68	SLV	25	1	1	0,3	0	0	1
69	SLV	26	1	1	-0,3	0	0	1
70	SLV	27	1	1	0	0,3	0	1
71	SLV	28	1	1	0	-0,3	0	1
72	SLV	29	1	1	0,3	0	0	-1
73	SLV	30	1	1	-0,3	0	0	-1
74	SLV	31	1	1	0	0,3	0	-1
75	SLV	32	1	1	0	-0,3	0	-1

Tabella 11: Combinazioni considerate per gli stati limite sismici (dettaglio riferito allo SLV)

Nel modello di calcolo, l'azione sismica totale di ciascuna delle quattro condizioni elementari viene applicata alla quota di sommità dei pilastri e ripartita tra questi in funzione delle singole rigidezze, nell'ipotesi di infinita rigidezza del solaio; ipotesi concretamente realizzata sia dal tipo di solaio impiegato (latero-cemento con soletta superiore dello spessore di 4 cm) che dalla forma a padiglione della copertura (rigidezza per forma). Nella seguente tabella si riporta il dettaglio di detta ripartizione.

SLV			Forza sismica totale Fh				895,44	kN
Loading 40 - (EX + ey)			Ordinata centro masse YC				6,633	m
Pilastro	Nodo di sommità	Ordinata Y (m)	Inerzia J (m4)	J x Y	d (m) distanza Y - YR	J x d	J x d x d	F (kN)
1	26	11,100	0,00113	0,01254	5,552	0,00627	0,03483	22,078
2	27	11,100	0,00313	0,03474	5,552	0,01738	0,09648	61,155
3	28	11,100	0,00313	0,03474	5,552	0,01738	0,09648	61,155
4	29	11,100	0,00313	0,03474	5,552	0,01738	0,09648	61,155
5	30	11,100	0,00313	0,03474	5,552	0,01738	0,09648	61,155
6	31	11,100	0,00313	0,03474	5,552	0,01738	0,09648	61,155
7	32	11,100	0,00313	0,03474	5,552	0,01738	0,09648	61,155
8	33	11,100	0,00113	0,01254	5,552	0,00627	0,03483	22,078
9	34	7,425	0,00113	0,00839	1,877	0,00212	0,00398	18,664
10	35	7,425	0,00113	0,00839	1,877	0,00212	0,00398	18,664
11	36	3,750	0,00113	0,00424	-1,798	-0,00203	0,00365	15,250
12	37	3,750	0,00313	0,01174	-1,798	-0,00563	0,01012	42,241
13	38	3,750	0,00313	0,01174	-1,798	-0,00563	0,01012	42,241
14	39	3,750	0,00313	0,01174	-1,798	-0,00563	0,01012	42,241
15	40	3,750	0,00313	0,01174	-1,798	-0,00563	0,01012	42,241
16	41	3,750	0,00068	0,00255	-1,798	-0,00122	0,00220	9,177
17	42	3,750	0,00313	0,01174	-1,798	-0,00563	0,01012	42,241
18	43	3,750	0,00313	0,01174	-1,798	-0,00563	0,01012	42,241
19	44	3,750	0,00113	0,00424	-1,798	-0,00203	0,00365	15,250
20	45	0,000	0,00113	0,00000	-5,548	-0,00627	0,03478	11,766
21	46	0,000	0,00313	0,00000	-5,548	-0,01737	0,09634	32,592
22	47	0,000	0,00313	0,00000	-5,548	-0,01737	0,09634	32,592
23	48	0,000	0,00313	0,00000	-5,548	-0,01737	0,09634	32,592
24	49	0,000	0,00313	0,00000	-5,548	-0,01737	0,09634	32,592
25	50	0,000	0,00113	0,00000	-5,548	-0,00627	0,03478	11,766
Somme			0,05980	0,33177		0,00000	1,18166	895,440
Ordinata centro rigidezze YR				5,548	Eccentricità YC-YR		1,085	Tab. 12.1

SLV		Forza sismica totale Fh					895,44	kN
Loading 41 - (EX - ey)		Ordinata centro masse YC					5,523	m
Pilastro	Nodo di sommità	Ordinata Y (m)	Inerzia J (m4)	J x Y	d (m) distanza Y - YR	J x d	J x d x d	F (kN)
1	26	11,100	0,00113	0,01254	5,552	0,00627	0,03483	16,801
2	27	11,100	0,00313	0,03474	5,552	0,01738	0,09648	46,538
3	28	11,100	0,00313	0,03474	5,552	0,01738	0,09648	46,538
4	29	11,100	0,00313	0,03474	5,552	0,01738	0,09648	46,538
5	30	11,100	0,00313	0,03474	5,552	0,01738	0,09648	46,538
6	31	11,100	0,00313	0,03474	5,552	0,01738	0,09648	46,538
7	32	11,100	0,00313	0,03474	5,552	0,01738	0,09648	46,538
8	33	11,100	0,00113	0,01254	5,552	0,00627	0,03483	16,801
9	34	7,425	0,00113	0,00839	1,877	0,00212	0,00398	16,880
10	35	7,425	0,00113	0,00839	1,877	0,00212	0,00398	16,880
11	36	3,750	0,00113	0,00424	-1,798	-0,00203	0,00365	16,959
12	37	3,750	0,00313	0,01174	-1,798	-0,00563	0,01012	46,975
13	38	3,750	0,00313	0,01174	-1,798	-0,00563	0,01012	46,975
14	39	3,750	0,00313	0,01174	-1,798	-0,00563	0,01012	46,975
15	40	3,750	0,00313	0,01174	-1,798	-0,00563	0,01012	46,975
16	41	3,750	0,00068	0,00255	-1,798	-0,00122	0,00220	10,205
17	42	3,750	0,00313	0,01174	-1,798	-0,00563	0,01012	46,975
18	43	3,750	0,00313	0,01174	-1,798	-0,00563	0,01012	46,975
19	44	3,750	0,00113	0,00424	-1,798	-0,00203	0,00365	16,959
20	45	0,000	0,00113	0,00000	-5,548	-0,00627	0,03478	17,040
21	46	0,000	0,00313	0,00000	-5,548	-0,01737	0,09634	47,198
22	47	0,000	0,00313	0,00000	-5,548	-0,01737	0,09634	47,198
23	48	0,000	0,00313	0,00000	-5,548	-0,01737	0,09634	47,198
24	49	0,000	0,00313	0,00000	-5,548	-0,01737	0,09634	47,198
25	50	0,000	0,00113	0,00000	-5,548	-0,00627	0,03478	17,040
Somme			0,05980	0,33177		0,00000	1,18166	895,440
Ordinata centro rigidezze YR				5,548	Eccentricità YC-YR	-0,025	Tab. 12.2	

SLV	Forza sismica totale Fh						895,44	kN
Loading 42 - (EY + ex)			Ordinata centro masse YC				17,923	m
Pilastro	Nodo di sommità	Ascissa X (m)	Inerzia J (m4)	J x X	d (m) distanza X - XR	J x d	J x d x d	F (kN)
1	26	0,000	0,00313	0,00000	-15,980	-0,05002	0,79923	53,496
2	27	3,650	0,00113	0,00412	-12,330	-0,01393	0,17178	20,179
3	28	8,950	0,00113	0,01011	-7,030	-0,00794	0,05584	21,435
4	29	14,250	0,00113	0,01610	-1,730	-0,00195	0,00338	22,692
5	30	19,550	0,00113	0,02209	3,570	0,00403	0,01441	23,948
6	31	24,850	0,00113	0,02808	8,870	0,01002	0,08891	25,204
7	32	30,150	0,00113	0,03407	14,170	0,01601	0,22691	26,461
8	33	35,500	0,00313	0,11112	19,520	0,06110	1,19268	76,807
9	34	0,000	0,00313	0,00000	-15,980	-0,05002	0,79923	53,496
10	35	35,500	0,00313	0,11112	19,520	0,06110	1,19268	76,807
11	36	0,000	0,00313	0,00000	-15,980	-0,05002	0,79923	53,496
12	37	3,650	0,00113	0,00412	-12,330	-0,01393	0,17178	20,179
13	38	8,950	0,00113	0,01011	-7,030	-0,00794	0,05584	21,435
14	39	14,250	0,00113	0,01610	-1,730	-0,00195	0,00338	22,692
15	40	19,550	0,00113	0,02209	3,570	0,00403	0,01441	23,948
16	41	22,300	0,00068	0,01516	6,320	0,00430	0,02716	14,803
17	42	24,850	0,00113	0,02808	8,870	0,01002	0,08891	25,204
18	43	30,150	0,00113	0,03407	14,170	0,01601	0,22691	26,461
19	44	35,500	0,00313	0,11112	19,520	0,06110	1,19268	76,807
20	45	0,000	0,00313	0,00000	-15,980	-0,05002	0,79923	53,496
21	46	3,650	0,00113	0,00412	-12,330	-0,01393	0,17178	20,179
22	47	8,950	0,00113	0,01011	-7,030	-0,00794	0,05584	21,435
23	48	14,250	0,00113	0,01610	-1,730	-0,00195	0,00338	22,692
24	49	19,550	0,00113	0,02209	3,570	0,00403	0,01441	23,948
25	50	22,300	0,00313	0,06980	6,320	0,01978	0,12504	68,140
Somme			0,04380	0,69990		0,00000	8,29503	895,440
Ordinata centro rigidezze YR				15,980	Eccentricità YC-YR	1,943	Tab. 12.3	

SLV	Forza sismica totale Fh						895,44	kN
Loading 43 - (EY - ex)			Ordinata centro masse YC				14,373	m
Pilastro	Nodo di sommità	Ascissa X (m)	Inerzia J (m4)	J x X	d (m) distanza X - XR	J x d	J x d x d	F (kN)
1	26	0,000	0,00313	0,00000	-15,980	-0,05002	0,79923	72,663
2	27	3,650	0,00113	0,00412	-12,330	-0,01393	0,17178	25,518
3	28	8,950	0,00113	0,01011	-7,030	-0,00794	0,05584	24,479
4	29	14,250	0,00113	0,01610	-1,730	-0,00195	0,00338	23,440
5	30	19,550	0,00113	0,02209	3,570	0,00403	0,01441	22,402
6	31	24,850	0,00113	0,02808	8,870	0,01002	0,08891	21,363
7	32	30,150	0,00113	0,03407	14,170	0,01601	0,22691	20,325
8	33	35,500	0,00313	0,11112	19,520	0,06110	1,19268	53,393
9	34	0,000	0,00313	0,00000	-15,980	-0,05002	0,79923	72,663
10	35	35,500	0,00313	0,11112	19,520	0,06110	1,19268	53,393
11	36	0,000	0,00313	0,00000	-15,980	-0,05002	0,79923	72,663
12	37	3,650	0,00113	0,00412	-12,330	-0,01393	0,17178	25,518
13	38	8,950	0,00113	0,01011	-7,030	-0,00794	0,05584	24,479
14	39	14,250	0,00113	0,01610	-1,730	-0,00195	0,00338	23,440
15	40	19,550	0,00113	0,02209	3,570	0,00403	0,01441	22,402
16	41	22,300	0,00068	0,01516	6,320	0,00430	0,02716	13,156
17	42	24,850	0,00113	0,02808	8,870	0,01002	0,08891	21,363
18	43	30,150	0,00113	0,03407	14,170	0,01601	0,22691	20,325
19	44	35,500	0,00313	0,11112	19,520	0,06110	1,19268	53,393
20	45	0,000	0,00313	0,00000	-15,980	-0,05002	0,79923	72,663
21	46	3,650	0,00113	0,00412	-12,330	-0,01393	0,17178	25,518
22	47	8,950	0,00113	0,01011	-7,030	-0,00794	0,05584	24,479
23	48	14,250	0,00113	0,01610	-1,730	-0,00195	0,00338	23,440
24	49	19,550	0,00113	0,02209	3,570	0,00403	0,01441	22,402
25	50	22,300	0,00313	0,06980	6,320	0,01978	0,12504	60,558
Somme			0,04380	0,69990		0,00000	8,29503	895,440
Ordinata centro rigidezze YR				15,980	Eccentricità YC-YR	-1,607		Tab. 12.4

Tabella 12: Applicazione delle forze sismiche al modello di calcolo (dettaglio riferito allo SLV)

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo:	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.		Pag.
IN0D00DI2CLFA03A2001B		54 di 102

9.4 RISULTATI DEL CALCOLO SPAZIALE

Per le singole azioni elementari - 8 statiche e 4 sismiche - e per le diverse combinazioni di esse - 31 statiche e 32 sismiche (SLV) - il programma calcola:

- le sollecitazioni alle estremità e nelle sezioni intermedie delle aste;
- gli spostamenti e le rotazioni dei nodi;
- le reazioni vincolari;
- la somma delle reazioni vincolari rispetto al sistema di riferimento globale.

Tutti i risultati sono contenuti nel tabulato di input/output del programma GT STRUDL, Allegato 1 a questa relazione; nei capitoli successivi sono invece esplicitamente riportati i valori più significativi per le diverse verifiche di sicurezza in elevazione e in fondazione.

Si osserva che i risultati dell'analisi sismica giustificano la mancata considerazione delle non linearità geometriche, risultando soddisfatta la condizione:

$$\theta = (P \times d_r) / (V \times h) < 0,1$$

nella quale:

$P = 4762,99 \text{ kN}$ il carico verticale associato all'azione sismica (vedi paragrafo 9.3)

$V = 895,44 \text{ kN}$ la forza orizzontale totale (vedi paragrafo 9.3)

$H = 3,77 \text{ m}$ l'altezza interpiano nello schema di calcolo

mentre lo spostamento medio della copertura risulta da:

$$q = 3,15 \quad T_c = 0,46 \text{ s} \quad T_1 = 0,25 \text{ s} \quad \rightarrow \quad \mu_d = 1 + (q-1) \times T_c / T_1 = 4,96$$


$$d_{Ex} = 0,00239 \text{ m (vedi Allegato 1, nodo 39)} \quad \rightarrow \quad d_{rx} = \mu_d \times d_{Ex} = 0,012 \text{ m}$$

$$d_{Ey} = 0,00487 \text{ m (vedi Allegato 1, nodo 39)} \quad \rightarrow \quad d_{ry} = \mu_d \times d_{Ey} = 0,024 \text{ m}$$

da cui:

$$\theta_{\max} = \theta_y = (4762,99 \times 0,024) / (895,44 \times 3,77) = 0,034 < 0,1$$

Pertanto i momenti del secondo ordine sono trascurabili e gli effetti del sisma possono essere considerati nelle verifiche come calcolati, senza alcun incremento.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo:	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.		Pag.
IN0D00DI2CLFA03A2001B		55 di 102

10 VERIFICHE DI SICUREZZA STRUTTURA IN ELEVAZIONE

Di seguito vengono riportate le verifiche di sicurezza delle strutture in elevazione, nell'ordine: pilastri, monaci, travi d'imposta, catene, travi di falda, solaio, cornicione.

10.1 PILASTRI

10.1.1 PILASTRI (30x50) cm

Per tutti i pilastri di sezione (30x50) cm viene adottata la seguente armatura:

- armature longitudinali:
 - 4 Φ 20 sugli spigoli
 - 1 Φ 20 intermedi sui lati minori
 - 3 Φ 20 intermedi sui lati maggiori

estesa all'intera altezza, con un totale di $(12 \times 3,14) = 37,68 \text{ cm}^2$ e una percentuale $\rho = 2,5 \%$.
- armature trasversali:


staffe Φ 10 e legature Φ 10 dei ferri centrali posti sui lati maggiori, con passo di 120 mm nelle zone critiche di estremità lunghe 60 cm e nei nodi, con passo 200 mm nella parte centrale.

conforme alle prescrizioni normative sui dettagli costruttivi relative alle limitazioni geometriche e di armatura, a garanzia delle caratteristiche di duttilità richieste.

Ne risulta l'incidenza di armatura di 310 kg/mc, comprensiva di tutti e soli i ferri presenti nell'altezza netta del pilastro (sovrapposizioni di 120 cm comprese).

Verifiche allo SLV

La verifica a presso-flessione deviata è stata eseguita con il programma "Verifica C.A." dell'Ing. Piero Gelfi, con il quale è stato costruito il dominio di resistenza della sezione per i diversi valori dello sforzo normale. Nella seguente tabella sono riassunte solo le verifiche più gravose tra tutte quelle eseguite, con l'indicazione delle combinazioni (N, M_x , M_y) delle sollecitazioni di calcolo e delle sollecitazioni resistenti, del coefficiente ρ_M che esprime il rapporto tra la distanza del punto rappresentativo della combinazione di

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo:	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D00DI2CLFA03A2001B		Pag. 56 di 102

calcolo dall'origine del dominio di resistenza e la distanza della frontiera lungo lo stesso allineamento, e infine del coefficiente ($1/\rho_M$) che misura il rapporto tra sollecitazioni resistenti e sollecitazioni di calcolo.

Pilastro	Comb.	Nd (kN)	Mxd (kNm)	Myd (kNm)	Mxr (kNm)	Myr (kNm)	ρ_M	$1/\rho_M$
4	48	212,89	111,25	39,29	121,80	44,23	0,934	1,071
7	61	250,26	57,86	65,71	65,18	78,61	0,883	1,132
10	64	130,83	139,61	27,76	144,20	29,20	0,992	1,008

NOTE:

- Per convenzione, l'asse x è parallelo al lato minore del pilastro e Mx è il momento che ruota intorno a tale asse; viceversa per l'asse y.

Tabella 13: Verifiche pilastri a presso-flessione deviata - SLV

Tutti i punti rappresentativi delle sollecitazioni di calcolo risultano interni al dominio.

Per la verifica al taglio del pilastro si determina la resistenza a "taglio trazione" delle armature:

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

dove:

$d = 240 \text{ mm} / 440 \text{ mm}$ altezza utile sezione - taglio x (lato minore) / taglio y

$A_{sw} = 236 \text{ mm}^2 / 157 \text{ mm}^2$ area dell'armatura sul singolo strato

$s = 120 \text{ mm}$ l'interasse tra due strati consecutivi di armatura

$f_{yd} = 391,3 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica di calcolo dell'armatura

$\theta = 45^\circ$ inclinazione del puntone in cls rispetto all'asse (max)

$\alpha = 90^\circ$ inclinazione delle armature rispetto all'asse

ottenendo: $V_{Rsd} (x) = 166,22 \text{ kN}$ e $V_{Rsd} (y) = 202,73 \text{ kN}$

e la resistenza a "taglio compressione" del calcestruzzo:

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

dove:

$d = 240 \text{ mm} / 440 \text{ mm}$ altezza utile sezione - taglio x (lato minore) / taglio y

$bw = 500 \text{ mm} / 300 \text{ mm}$ larghezza della sezione

$\alpha_c = 1$ coefficiente maggiorativo (valore minimo cautelativo)

$f'_{cd} = 9,4 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica di calcolo ridotta del cls $= 0,5 f_{cd}$

$\theta = 45^\circ$ inclinazione del puntone in cls rispetto all'asse

$\alpha = 90^\circ$ inclinazione delle armature rispetto all'asse

ottenendo: $V_{Rcd}(x) = 507,60 \text{ kN}$ e $V_{Rsd}(y) = 588,06 \text{ kN}$

e si assume la minore delle due, cioè:

$$V_{Rd}(x) = 166,22 \text{ kN} \quad V_{Rd}(y) = 202,73 \text{ kN.}$$

Questi valori risultano superiori ai corrispondenti tagli massimi di calcolo qui riportati:

$$T_d(x) = 38,32 \text{ kN (Pil. 6, Comb. 61)} \quad T_d(y) = 76,66 \text{ kN (Pil. 9, Comb. 73)}$$

Una verifica ulteriore viene eseguita nei confronti del taglio che si determina nella condizione di equilibrio del pilastro soggetto a momenti di estremità pari a quelli resistenti, nelle due direzioni, con la:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \times (M_{sup,Rd} + M_{inf,Rd}) / l_p$$

nella quale: $\gamma_{Rd} = 1,10$; $l_p = 3,77 \text{ m}$ mentre i momenti resistenti, in corrispondenza dello sforzo normale massimo di 250 kN (pilastro 7, comb. 61), sono:

$$M_{sup,Rd} \approx M_{inf,Rd} = 191,80 \text{ kNm intorno all'asse x}$$

$$M_{sup,Rd} \approx M_{inf,Rd} = 110,40 \text{ kNm intorno all'asse y}$$

Quindi:

$$V_{Ed}(x) = 1,10 \times (2 \times 110,40) / 3,77 = 64,43 \text{ kN} < 166,22 \text{ kN}$$

$$V_{Ed}(y) = 1,10 \times (2 \times 191,80) / 3,77 = 111,93 \text{ kN} < 202,73 \text{ kN}$$

Verifiche allo SLU

I momenti flettenti in questo stato limite risultano notevolmente inferiori a quelli appena verificati per SLV. Nella seguente tabella sono riassunte le più gravose verifiche a presso-flessione deviata, eseguite con analoga procedura.

Pilastro	Comb.	Nd (kN)	Mxd (kNm)	Myd (kNm)	Mxr (kNm)	Myr (kNm)	ρ_M	$1/\rho_M$
6	11	318,33	7,21	46,04	16,21	106,80	0,445	2,247
10	19	180,56	15,46	30,96	41,56	89,85	0,360	2,778

NOTE:

- Per convenzione, l'asse x è parallelo al lato minore del pilastro e Mx è il momento che ruota intorno a tale asse; viceversa per l'asse y.

Tabella 14: Verifiche pilastri a presso-flessione deviata - SLU

La verifica al taglio del pilastro risulta automaticamente soddisfatta in quanto i valori massimi di calcolo:

$$T_d(x) = 14,53 \text{ kN (Pil. 8, Comb. 19)} \quad T_d(y) = 18,93 \text{ kN (Pil. 5, Comb. 19)}$$

sono notevolmente inferiori a quelli precedentemente verificati per SLV.

Verifiche allo SLE

Per la verifica allo SLE dei pilastri, si considera preliminarmente che le diverse combinazioni hanno valori poco diversi tra loro, a causa del modesto valore dei sovraccarichi verticali in copertura rispetto ai permanenti; le variazioni più significative sui momenti flettenti sono infatti dovuti al vento.

Visto che lo stato di sollecitazione è piuttosto contenuto, si è ritenuto di considerare per ciascun pilastro una combinazione SLE Rara fittizia, composta dai valori massimi dei momenti nelle due direzioni, anche non contemporanei, associata ai valori massimo e minimo del carico assiale. Ne risulta un'interpolazione finalizzata a dare una misura dello stato tensionale, valutato in favore di sicurezza.

Nella seguente tabella è riportata la verifica delle tensioni di esercizio che, tra tutte, è risultata la più gravosa, eseguita con il programma "Verifica C.A." dell'Ing. Piero Gelfi.

Pilastro	Comb.	N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	σ_c (N/mm ²)	σ_s (N/mm ²)
6	fittizia	223,92	8,15	34,34	6,2	53,2

NOTE:

- Per convenzione, l'asse x è parallelo al lato minore del pilastro e Mx è il momento che ruota intorno a tale asse; viceversa per l'asse y.

Tabella 15: Verifiche pilastri a presso-flessione deviata - SLE

con valori delle tensioni abbondantemente inferiori ai corrispondenti valori limite:

$$\sigma_{c, \max} = 6,2 \text{ N/mm}^2 < 0,60 \times 33,2 = 19,9 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s, \max} = 53,2 \text{ N/mm}^2 < 0,8 \times 450 = 360 \text{ N/mm}^2$$

Le sollecitazioni per le combinazioni frequenti e quasi permanente sono ancora più basse e quindi il valore ancora minore atteso per le trazioni nell'armatura costituisce una verifica indiretta ma significativa nei riguardi della fessurazione.

10.1.2 PILASTRO (30x30) cm

Per il pilastro 16, di sezione (30x30) cm viene adottata la seguente armatura:

- armature longitudinali:
 - 4 Φ 16 sugli spigoli
 - 1 Φ 16 intermedi sui lati
 estesa all'intera altezza, con un totale di $(8 \times 2,01) = 16,08 \text{ cm}^2$ e una percentuale $\rho = 1,8 \%$.
- armature trasversali:
 - staffe Φ 10 con passo di 100 mm nelle zone critiche di estremità lunghe 60 cm e nei nodi, con passo 160 mm nella parte centrale.

conforme alle prescrizioni normative sui dettagli costruttivi relative alle limitazioni geometriche e di armatura, a garanzia delle caratteristiche di duttilità richieste.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo:	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D00DI2CLFA03A2001B		Pag. 60 di 102

Ne risulta l'incidenza di armatura di 220 kg/mc, comprensiva di tutti e soli i ferri presenti nell'altezza netta del pilastro (sovrapposizioni di 100 cm comprese).

Verifiche allo SLV

La verifica a presso-flessione deviata è stata eseguita con il programma "Verifica C.A." dell'Ing. Piero Gelfi, con il quale è stato costruito il dominio di resistenza della sezione per i diversi valori dello sforzo normale. Nella seguente tabella sono riassunte le verifiche più gravose, con l'indicazione delle combinazioni (N, M_x, M_y) delle sollecitazioni di calcolo e delle sollecitazioni resistenti, del coefficiente ρ_M che esprime il rapporto tra la distanza del punto rappresentativo della combinazione di calcolo dall'origine del dominio di resistenza e la distanza della frontiera lungo lo stesso allineamento, e infine del coefficiente (1/ρ_M) che misura il rapporto tra sollecitazioni resistenti e sollecitazioni di calcolo.

Pilastro	Comb.	Nd (kN)	Mxd (kNm)	Myd (kNm)	Mxr (kNm)	Myr (kNm)	ρ _M	1/ρ _M
16	52	86,27	23,50	14,90	34,73	22,07	0,689	1,451
16	62	105,42	7,99	38,90	9,19	48,84	0,822	1,216

Tabella 16: Verifiche pilastri a presso-flessione deviata - SLV

Tutti i punti rappresentativi delle sollecitazioni di calcolo risultano interni al dominio.

Per la verifica al taglio del pilastro si determina la resistenza a "taglio trazione" delle armature:

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

dove:

d = 240 mm altezza utile sezione

A_{sw} = 157 mm² area dell'armatura sul singolo strato

s = 100 mm l'interasse tra due strati consecutivi di armatura

$f_{yd} = 391,3 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica di calcolo dell'armatura
 $\theta = 45^\circ$ inclinazione del puntone in cls rispetto all'asse (max)
 $\alpha = 90^\circ$ inclinazione delle armature rispetto all'asse
 ottenendo: $V_{Rsd} = 132,70 \text{ kN}$

e la resistenza a "taglio compressione" del calcestruzzo:

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

dove:

$d = 240 \text{ mm}$ altezza utile sezione
 $b_w = 300 \text{ mm}$ larghezza della sezione
 $\alpha_c = 1$ coefficiente maggiorativo (valore minimo cautelativo)
 $f'_{cd} = 9,4 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica di calcolo ridotta del cls $= 0,5 f_{cd}$
 $\theta = 45^\circ$ inclinazione del puntone in cls rispetto all'asse
 $\alpha = 90^\circ$ inclinazione delle armature rispetto all'asse
 ottenendo: $V_{Rcd} = 304,56 \text{ kN}$

e si assume la minore delle due, cioè:

$$V_{Rd} = 132,70 \text{ kN.}$$

Questo valore risulta superiore al corrispondente taglio massimo di calcolo:

$$T_d = 20,51 \text{ kN (Pil. 16, Comb. 62)}$$


Una verifica ulteriore viene eseguita nei confronti del taglio che si determina nella condizione di equilibrio del pilastro soggetto a momenti di estremità pari a quelli resistenti, nelle due direzioni, con la:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \times (M_{sup,Rd} + M_{inf,Rd}) / l_p$$

nella quale: $\gamma_{Rd} = 1,10$; $l_p = 3,77 \text{ m}$ mentre i momenti resistenti, in corrispondenza dello sforzo normale massimo di 105 kN (pilastro 16, comb. 62), sono:

$$M_{sup,Rd} \approx M_{inf,Rd} = 55,93 \text{ kNm}$$

Quindi:

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo:	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.		Pag.
IN0D00DI2CLFA03A2001B		62 di 102

$$V_{Ed} = 1,10 \times (2 \times 55,93) / 3,77 = 32,64 \text{ kN} < 132,70 \text{ kN}$$

Verifiche allo SLU

I momenti flettenti in questo stato limite risultano notevolmente inferiori a quelli appena verificati per SLV. Nella seguente tabella è riportata la più gravosa verifica a presso-flessione deviata, eseguita con analoga procedura.

Pilastro	Comb.	Nd (kN)	Mxd (kNm)	Myd (kNm)	Mxr (kNm)	Myr (kN/m)	ρ_M	$1/\rho_M$
16	19	114,20	0,32	8,84	1,15	56,93	0,160	6,250

Tabella 17: Verifiche pilastri a presso-flessione deviata - SLU

La verifica al taglio del pilastro risulta automaticamente soddisfatta in quanto il valore massimo di calcolo:

$$T_d = 4,32 \text{ kN (Pil. 16, Comb. 19)}$$


è notevolmente inferiore a quello precedentemente verificato per SLV.

Verifiche allo SLE

Per la verifica allo SLE dei pilastri, si considera preliminarmente che le diverse combinazioni hanno valori poco diversi tra loro, a causa del modesto valore dei sovraccarichi verticali in copertura rispetto ai permanenti; le variazioni più significative sui momenti flettenti sono infatti dovuti al vento.

Visto che lo stato di sollecitazione è piuttosto contenuto, si è ritenuto di considerare una combinazione SLE Rara fittizia, composta dai valori massimi dei momenti nelle due direzioni, anche non contemporanei, associata ai valori massimo e minimo del carico assiale. Ne risulta un'interpolazione finalizzata a dare una misura dello stato tensionale, valutato in favore di sicurezza.

Nella seguente tabella è riportata la verifica delle tensioni di esercizio risultata la più gravosa, eseguita con il programma "Verifica C.A." dell'Ing. Piero Gelfi.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo:	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.		Pag.
IN0D00DI2CLFA03A2001B		63 di 102

Pilastro	Comb.	N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	σ_c (N/mm ²)	σ_s (N/mm ²)
16	fittizia	79,19	1,06	6,10	2,1	45,8

Tabella 18: Verifiche pilastri a presso-flessione deviata - SLE

con valori delle tensioni abbondantemente inferiori ai corrispondenti valori limite:

$$\sigma_{c, \max} = 2,1 \text{ N/mm}^2 < 0,60 \times 33,2 = 19,9 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s, \max} = 45,8 \text{ N/mm}^2 < 0,8 \times 450 = 360 \text{ N/mm}^2$$

Le sollecitazioni per le combinazioni frequenti e quasi permanente sono ancora più basse e quindi il valore ancora minore atteso per le trazioni nell'armatura costituisce una verifica indiretta ma significativa nei riguardi della fessurazione.

10.2 MONACO

Per il monaco, di sezione (25x25) cm viene adottata la seguente armatura:

- armature longitudinali:

4 Φ 14 sugli spigoli

1 Φ 12 intermedi sui lati

estesa all'intera altezza, con un totale di $[(4 \times 1,54) + (4 \times 1,13)] = 10,68 \text{ cm}^2$ e una percentuale $\rho = 1,7 \%$.

- armature trasversali:

staffe Φ 8 con passo di 100 mm sull'intera altezza, in considerazione del ridotto valore di questa (1,50 m);

conforme alle prescrizioni normative sui dettagli costruttivi relative alle limitazioni geometriche e di armatura, a garanzia delle caratteristiche di duttilità conferite anche a questo elemento, non propriamente un pilastro ma comunque elemento verticale, peraltro poco impegnato dall'azione sismica.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo:	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.		Pag.
IN0D00DI2CLFA03A2001B		64 di 102

Ne risulta l'incidenza di armatura di 190 kg/mc, comprensiva di tutti e soli i ferri presenti nell'altezza netta del monaco.

Verifiche allo SLV

La verifica a presso-flessione deviata è stata eseguita con il programma “Verifica C.A.” dell'Ing. Piero Gelfi, con il quale è stato costruito il dominio di resistenza della sezione per i diversi valori dello sforzo normale. Nella seguente tabella sono riassunte le verifiche più gravose, con l'indicazione delle combinazioni (N, M_x, M_y) delle sollecitazioni di calcolo e delle sollecitazioni resistenti, del coefficiente ρ_M che esprime il rapporto tra la distanza del punto rappresentativo della combinazione di calcolo dall'origine del dominio di resistenza e la distanza della frontiera lungo lo stesso allineamento, e infine del coefficiente (1/ρ_M) che misura il rapporto tra sollecitazioni resistenti e sollecitazioni di calcolo.

Monaco	Comb.	Nd (kN)	Mxd (kNm)	Myd (kNm)	Mxr (kNm)	Myr (kNm)	ρ _M	1/ρ _M
51	47	-17,22	3,78	4,59	10,43	12,93	0,358	2,79
53	72	-17,07	0,29	14,40	0	25,64	0,562	1,78

NOTE:

- Il monaco risulta generalmente sollecitato nel piano della “capriata” e quasi nulla fuori di questo.

Tabella 19: Verifiche monaco a tenso-flessione deviata - SLV

Tutti i punti rappresentativi delle sollecitazioni di calcolo risultano interni al dominio.

Per la verifica al taglio del monaco si determina la resistenza a “taglio trazione” delle armature:

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

dove:

$$d = 190 \text{ mm} \quad \text{altezza utile sezione}$$

$A_{sw} = 100 \text{ mm}^2$ area dell'armatura sul singolo strato
 $s = 100 \text{ mm}$ l'interasse tra due strati consecutivi di armatura
 $f_{yd} = 391,3 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica di calcolo dell'armatura
 $\theta = 45^\circ$ inclinazione del puntone in cls rispetto all'asse (max)
 $\alpha = 90^\circ$ inclinazione delle armature rispetto all'asse
 ottenendo: $V_{Rsd} = 66,91 \text{ kN}$

e la resistenza a "taglio compressione" del calcestruzzo:

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

dove:

$d = 190 \text{ mm}$ altezza utile sezione
 $b_w = 250 \text{ mm}$ larghezza della sezione
 $\alpha_c = 1$ coefficiente maggiorativo (valore minimo cautelativo)
 $f'_{cd} = 8,23 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica di calcolo ridotta del cls $= 0,5 f_{cd}$
 $\theta = 45^\circ$ inclinazione del puntone in cls rispetto all'asse
 $\alpha = 90^\circ$ inclinazione delle armature rispetto all'asse
 ottenendo: $V_{Rcd} = 175,91 \text{ kN}$

e si assume la minore delle due, cioè:

$$V_{Rd} = 66,91 \text{ kN.}$$

Questo valore risulta superiore al corrispondente taglio massimo di calcolo:

$$T_d = 21,59 \text{ kN (Mon. 53, Comb. 74)}$$

Una verifica ulteriore viene eseguita nei confronti del taglio che si determina nella condizione di equilibrio del monaco soggetto a momenti di estremità pari a quelli resistenti, nelle due direzioni, con la:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \times (M_{sup,Rd} + M_{inf,Rd}) / l_p$$

nella quale: $\gamma_{Rd} = 1,10$; $l_p = 1,50 \text{ m}$ mentre i momenti resistenti, in corrispondenza dello sforzo normale massimo di trazione pari a $17,22 \text{ kN}$ (monaco 51, comb. 47), sono:

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo:	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.		Pag.
IN0D00DI2CLFA03A2001B		66 di 102

$$M_{\text{sup,Rd}} \approx M_{\text{inf,Rd}} = 25,64 \text{ kNm}$$

Quindi:

$$V_{\text{Ed}} = 1,10 \times (2 \times 25,64) / 1,50 = 37,61 \text{ kN} < 66,91 \text{ kN}$$

Verifiche allo SLU

Nella seguente tabella è riportata la più gravosa verifica a presso-flessione deviata, eseguita con analoga procedura.

Monaco	Comb.	Nd (kN)	Mxd (kNm)	Myd (kNm)	Mxr (kNm)	Myr (kNm)	ρ_M	$1/\rho_M$
51	11	-19,98	3,95	4,69	10,50	12,72	0,372	2,69
53	20	-17,27	0,57	9,18	1,00	24,55	0,374	2,67

NOTE:

- Il monaco risulta generalmente sollecitato nel piano della "capriata" e quasi nulla fuori di questo.

Tabella 20: Verifiche monaco a tenso-flessione deviata - SLU

La verifica al taglio del pilastro risulta automaticamente soddisfatta in quanto il valore massimo di calcolo:

$$T_d = 13,56 \text{ kN (Mon. 52, Comb. 20)}$$

è inferiore a quello precedentemente verificato per SLV.

Verifiche allo SLE

Per la verifica allo SLE dei monaci, si considera preliminarmente che le diverse combinazioni hanno valori poco diversi tra loro, a causa del modesto valore dei carichi verticali in copertura rispetto ai permanenti; le variazioni più significative sui momenti flettenti sono infatti dovuti al vento.

Visto che lo stato di sollecitazione è piuttosto contenuto, si è ritenuto di considerare una combinazione SLE Rara fittizia, composta dai valori massimi dei momenti nelle due direzioni, anche non contemporanei, associata ai valori massimo e minimo del carico

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo:	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.		Pag.
IN0D00DI2CLFA03A2001B		67 di 102

assiale. Ne risulta un'interpolazione finalizzata a dare una misura dello stato tensionale, valutato in favore di sicurezza.

Nella seguente tabella è riportata la verifica delle tensioni di esercizio risultata la più gravosa, eseguita con il programma “Verifica C.A.” dell’Ing. Piero Gelfi.

Monaco	Comb.	N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	σ_c (N/mm ²)	σ_s (N/mm ²)
54	fittizia	-16,65	1,07	6,00	7,0	146,0

Tabella 21: Verifiche monaco a tenso-flessione deviata - SLE

con valori delle tensioni abbondantemente inferiori ai corrispondenti valori limite:

$$\sigma_{c, \max} = 7,0 \text{ N/mm}^2 < 0,60 \times 29,0 = 17,4 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s, \max} = 146,0 \text{ N/mm}^2 < 0,8 \times 450 = 360 \text{ N/mm}^2$$

Le sollecitazioni per le combinazioni frequenti e quasi permanente sono ancora più basse e quindi il valore ancora minore atteso per le trazioni nell’armatura costituisce una verifica indiretta ma significativa nei riguardi della fessurazione. Una conferma è data dalla più gravosa verifica delle tensioni per la condizione quasi permanente, più restrittiva, come segue:

Monaco	Comb.	N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	σ_c (N/mm ²)	σ_s (N/mm ²)
53	39	-13,14	0,43	5,56	3,8	89,8

Tabella 22: Verifiche monaco a tenso-flessione deviata – SLE, QP

con valori delle tensioni abbondantemente inferiori ai corrispondenti valori limite:

$$\sigma_{c, \max} = 3,8 \text{ N/mm}^2 < 0,45 \times 29,0 = 13,0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s, \max} = 89,8 \text{ N/mm}^2 < 0,8 \times 450 = 360 \text{ N/mm}^2$$

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo:	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.		Pag.
IN0D00DI2CLFA03A2001B		68 di 102

10.3 TRAVI D'IMPOSTA

Per le travi d'imposta, tutte con sezione (30x70) cm è adottata la seguente armatura:

- armature longitudinali:

4 Φ 16 inferiori correnti

4 Φ 16 superiori correnti

2 Φ 12 intermedi sui lati

- armature trasversali:

staffe Φ 8 con passo di 100 mm nelle zone critiche di estremità lunghe 70 cm, con passo 200 mm nella parte centrale;

ed è conforme alle prescrizioni normative sui dettagli costruttivi relative alle limitazioni geometriche e di armatura, a garanzia delle caratteristiche di duttilità richieste. In particolare, risulta soddisfatta la prescrizione circa il rapporto geometrico minimo dell'armatura di forza inf. e sup.:

$$\rho = (4 \times 201,0) / (300 \times 700) = 0,00383 > (1,4 / 450) = 0,00311 \text{ (valore minimo).}$$

L'armatura doppia simmetrica è dovuta alla sostanziale uguaglianza dei momenti inf. e sup. che, dato il modesto carico verticale, risultano determinati dall'azione sismica prevalente.

Ne risulta l'incidenza di armatura di 120 kg/mc, comprensiva dell'incidenza delle sovrapposizioni nella luce netta della trave.

Verifiche allo SLV

La verifica a presso-flessione retta è stata eseguita con il programma "Verifica C.A." dell'Ing. Piero Gelfi, con il quale è stato determinato il momento resistente della sezione per i diversi valori dello sforzo normale. Nella seguente tabella sono riassunte le verifiche più gravose, con l'indicazione delle combinazioni (N, M_x) delle sollecitazioni di calcolo e delle sollecitazioni resistenti e del coefficiente (1/ ρ_M) che misura il rapporto tra sollecitazioni resistenti e sollecitazioni di calcolo.

Trave imposta	Comb.	Nd (kN)	Mxd (kNm)	Mxr (kNm)	1/ ρ_M

32	48	-44,00	69,43	178,00	2,56
32	48	-44,00	-103,15	-178,00	1,72
64	64	-47,19	132,94	177,10	1,33
64	64	-47,19	-106,44	-177,10	1,66

NOTE:

- Per convenzione, M_x è positivo se tende le fibre inferiori

Tabella 23: Verifiche travi d'imposta a tenso-flessione retta - SLV

Per la verifica a taglio le sollecitazioni si determinano nella condizione di equilibrio della trave soggetta a momenti di estremità pari a quelli resistenti ed ai carichi agenti nella condizione sismica, con la:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \times (M_{sup,Rd} + M_{inf,Rd}) / l_t \pm (G1+G2) \times l_t / 2$$

nella quale:

$$\gamma_{Rd} = 1,00 \text{ (CD "B")}$$

l_t è la luce della trave

$$M_{sup,Rd} = M_{inf,Rd} = 178,00 \text{ kNm o } 177,10 \text{ kN/m (armatura corrente doppia simmetrica)}$$

e il doppio segno indica che il taglio dovuto al carico, in ciascuna estremità si somma o si sottrae a quello dei momenti a seconda del verso dell'azione sismica.

Si riportano in tabella i valori del taglio alle estremità delle due travi già considerate nella verifica a flessione:

Trave	l_t (m)	(G1+G2) (kN/m)	M_r (kNm)	V+	V-	V-/V+	V_{R1} (kN)	V_{Ed} (kN)	$V_{analisi}$ (kN)
32	5,30	13,56	±178,00	103,10	31,24	0,30<0,5	-----	103,10	68,53
64	3,675	13,56	±177,10	121,30	71,46	0,59>0,5	349,23	121,30	90,06

NOTE:

- Per il valore del carico si veda la Tabella 9.8 ($G1+G2 = 11,70+1,86 = 13,56 \text{ kN/m}$).

- Nelle colonne V-/V+ e V_{R1} viene eseguita la verifica richiesta al punto 7.4.4.1.2 NTC che esclude la necessità di disporre delle armature diagonali nella zona critica della trave.
- A titolo di confronto, nell'ultima colonna è riportato il taglio derivante dall'analisi, che risulta comunque meno gravoso di V_{Ed} .

Tabella 24: Determinazione taglio di calcolo - SLV

Di seguito si determina la resistenza a “taglio trazione” delle armature:

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

dove:

$d = 640 \text{ mm}$ altezza utile sezione

$A_{sw} = 100 \text{ mm}^2$ area dell'armatura sul singolo strato

$s = 100 \text{ mm}$ l'interasse tra due strati consecutivi di armatura

$f_{yd} = 391,3 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica di calcolo dell'armatura

$\theta = 45^\circ$ inclinazione del puntone in cls rispetto all'asse (max)

$\alpha = 90^\circ$ inclinazione delle armature rispetto all'asse

ottenendo: $V_{Rsd} = 225,39 \text{ kN}$

e la resistenza a “taglio compressione” del calcestruzzo:

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

dove:

$d = 640 \text{ mm}$ altezza utile sezione

$b_w = 300 \text{ mm}$ larghezza della sezione

$\alpha_c = 1$ coefficiente maggiorativo (valore minimo cautelativo)

$f'_{cd} = 8,23 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica di calcolo ridotta del cls $= 0,5 f_{cd}$

$\theta = 45^\circ$ inclinazione del puntone in cls rispetto all'asse

$\alpha = 90^\circ$ inclinazione delle armature rispetto all'asse

ottenendo: $V_{Rsd} = 716,26 \text{ kN}$

e si assume la minore delle due, cioè:

$$V_{Rd} = 225,39 \text{ kN}$$

che risulta superiore a $V_{Ed \max} = 121,30 \text{ kN}$.

Verifiche allo SLU

Nella seguente tabella è riportata la più gravosa verifica a tenso-flessione retta, eseguita con analoga procedura.

Trave imposta	Comb.	Nd (kN)	Mxd (kNm)	Mxr (kNm)	1/ρ _M
32	12	-74,69	49,72	169,00	3,40
32	15	-84,32	-83,82	166,1	1,98

NOTE:

- Per convenzione, Mx è positivo se tende le fibre inferiori

Tabella 25: Verifiche travi d'imposta a tenso-flessione retta - SLU

La verifica al taglio risulta automaticamente soddisfatta in quanto il valore massimo di calcolo:

$$T_d = 76,19 \text{ kN (trave 32, Comb. 15)}$$

è inferiore a quello precedentemente verificato per SLV.

Verifiche allo SLE

Nella seguente tabella è riportata la più gravosa verifica delle tensioni di esercizio.

Trave imposta	Comb.	N (kN)	Mx (kNm)	σ _c (N/mm ²)	σ _s (N/mm ²)
32	27-Rara	-62,69	62,34	2,8	170,6
32	34-Fr	-54,41	57,25	2,7	154,8
32	39-QP	-53,05	55,97	2,6	151,2

Tabella 26: Verifiche trave a tenso-flessione retta - SLE

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo:	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D00DI2CLFA03A2001B	Pag. 72 di 102

con valori delle tensioni abbondantemente inferiori ai corrispondenti valori limite:

$$\sigma_{c, \max} = 2,8 \text{ N/mm}^2 < 0,60 \times 29,0 = 17,4 \text{ N/mm}^2 \text{ (per Rara e FR)}$$

$$\sigma_{c, \max} = 2,8 \text{ N/mm}^2 < 0,45 \times 29,0 = 13,0 \text{ N/mm}^2 \text{ (per QP)}$$

$$\sigma_{s, \max} = 170,6 \text{ N/mm}^2 < 0,8 \times 450 = 360 \text{ N/mm}^2$$

Nei riguardi della fessurazione si osserva che le massime sollecitazioni agenti nelle combinazioni FR e QP risultano inferiori a quelle di prima fessurazione, come segue:

$$(N_d = -54,41 \text{ kN} ; M_d = 57,25 \text{ kNm}) < (N_{fess} = -62,00 \text{ kN} ; M_{fess} = 65,47 \text{ kNm})$$

e la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_c = 54410/234127 + 57250000/30297477 = 2,12 \text{ N/mm}^2 < f_{ctm} / 1,2 = 2,30 \text{ N/mm}^2$$

e quindi la sezione della trave d'imposta non si fessura.

10.4 CATENE

Per le catene, tutte con sezione (40x30) cm viene adottata la seguente armatura:

- armature longitudinali:
 - 4 Φ 20 inferiori correnti
 - 4 Φ 20 superiori correnti
 - 2 Φ 12 intermedi sui lati
- armature trasversali:

staffe Φ 8 con passo di 100 mm nelle zone critiche di estremità lunghe 60 cm (valore doppio del minimo), con passo 200 mm nella parte centrale;

ed è conforme alle prescrizioni normative sui dettagli costruttivi relative alle limitazioni geometriche e di armatura, a garanzia delle caratteristiche di duttilità richieste. In particolare, risulta soddisfatta la prescrizione circa il rapporto geometrico minimo dell'armatura di forza inf. e sup.:

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo:	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.		Pag.
IN0D00DI2CLFA03A2001B		73 di 102

$$\rho = (4 \times 314,0) / (400 \times 300) = 0,01047 > (1,4 / 450) = 0,00311 \text{ (valore minimo).}$$

L'armatura doppia simmetrica è dovuta al fatto che questo elemento è sostanzialmente sollecitato a trazione, in quanto assorbe le spinte della copertura inclinata, ed anche alla sostanziale uguaglianza dei modesti momenti inf. e sup..

Ne risulta l'incidenza di armatura di 240 kg/mc, comprensiva dell'incidenza delle sovrapposizioni nella luce netta della catena.

Verifiche allo SLV

La verifica a presso-flessione retta è stata eseguita con il programma "Verifica C.A." dell'Ing. Piero Gelfi, con il quale è stato determinato il momento resistente della sezione per i diversi valori dello sforzo normale. Nella seguente tabella sono riassunte le verifiche più gravose, con l'indicazione delle combinazioni (N, M_x) delle sollecitazioni di calcolo, delle sollecitazioni resistenti e del coefficiente (1/ρ_M) che misura il rapporto tra sollecitazioni resistenti e sollecitazioni di calcolo.

Catena	Corpo	Nd (kN)	Mxd (kNm)	Mxr (kNm)	1/ρ _M
71	grande	-236,63	35,67	80,53	2,26
69	piccolo	-149,11	34,34	79,72	2,32

NOTE:

- Considerato lo stato di sollecitazione omogeneo delle varie catene, le verifiche sono eseguite per coppie di valori (N_{max}; M_{max}) anche non contemporanei all'interno dello stesso elemento.

Tabella 27: Verifiche catene a tenso-flessione retta - SLV

Per la verifica a taglio le sollecitazioni si determinano nella condizione di equilibrio della catena soggetta a momenti di estremità pari a quelli resistenti ed ai carichi agenti nella condizione sismica, con la:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \times (M_{sup,Rd} + M_{inf,Rd}) / l_t \pm (G1+G2) \times l_d / 2$$

nella quale:

$$Y_{Rd} = 1,00 \text{ (CD "B")}$$

l_c è la luce della catena

$$M_{sup,Rd} = M_{inf,Rd} = 80,53 \text{ kNm, corpo grande (armatura corrente doppia simmetrica)}$$

$$M_{sup,Rd} = M_{inf,Rd} = 79,72 \text{ kNm, corpo piccolo (armatura corrente doppia simmetrica)}$$

e il doppio segno indica che il taglio dovuto al carico, in ciascuna estremità si somma o si sottrae a quello dei momenti a seconda del verso dell'azione sismica.

Si riportano in tabella i valori del taglio alle estremità delle due catene già considerate nella verifica a flessione:

Catena	l_c (m)	(G1+G2) (kN/m)	Mr (kNm)	V+ (kN)	V- (kN)	V-/V+ (kN)	V_{R1} (kN)	V_{Ed} (kN)	$V_{analisi}$ (kN)
71	3,675	5,28	±80,53	53,53	34,13	0,64>0,5	168,42	53,53	20,82
69	3,75	4,17	±79,72	50,34	34,70	0,69>0,5	162,23	50,34	31,16

NOTE:

- Per il valore dei carichi si veda il paragrafo 9.2:
 $G1+G2 = 3,00+(0,65+3,90)/2 = 5,28 \text{ kN/m}$ corpo grande
 $G1+G2 = 3,00+1,17 = 4,17 \text{ kN/m}$ corpo piccolo
- Nelle colonne V-/V+ e V_{R1} viene eseguita la verifica richiesta al punto 7.4.4.1.2 NTC che esclude la necessità di disporre delle armature diagonali nelle zone critiche delle catene.
- A titolo di confronto, nell'ultima colonna è riportato il taglio derivante dall'analisi, che risulta comunque meno gravoso di V_{Ed} .

Tabella 28: Determinazione taglio di calcolo - SLV

Di seguito si determina la resistenza a "taglio trazione" delle armature:

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

dove:

$$d = 240 \text{ mm} \quad \text{altezza utile sezione}$$

$$A_{sw} = 100 \text{ mm}^2 \quad \text{area dell'armatura sul singolo strato}$$

$$s = 100 \text{ mm} \quad \text{l'interasse tra due strati consecutivi di armatura}$$

$f_{yd} = 391,3 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica di calcolo dell'armatura
 $\theta = 45^\circ$ inclinazione del puntone in cls rispetto all'asse (max)
 $\alpha = 90^\circ$ inclinazione delle armature rispetto all'asse
 ottenendo: $V_{Rsd} = 84,52 \text{ kN}$

e la resistenza a "taglio compressione" del calcestruzzo:

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

dove:

$d = 240 \text{ mm}$ altezza utile sezione
 $b_w = 400 \text{ mm}$ larghezza della sezione
 $\alpha_c = 1$ coefficiente maggiorativo (valore minimo cautelativo)
 $f'_{cd} = 8,23 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica di calcolo ridotta del cls $= 0,5 f_{cd}$
 $\theta = 45^\circ$ inclinazione del puntone in cls rispetto all'asse
 $\alpha = 90^\circ$ inclinazione delle armature rispetto all'asse
 ottenendo: $V_{Rsd} = 355,53 \text{ kN}$

e si assume la minore delle due, cioè:

$$V_{Rd} = 84,52 \text{ kN}$$

che risulta superiore a $V_{Ed \max} = 53,53 \text{ kN}$.

Verifiche allo SLU

Nella seguente tabella è riportata la più gravosa verifica a tenso-flessione retta, eseguita con analoga procedura.

Catena	Corpo	Nd (kN)	Mxd (kNm)	Mxr (kNm)	1/ ρ_M
71	grande	-343,44	33,66	72,73	2,16
69	piccolo	-169,26	36,49	79,88	2,19


 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo:	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.		Pag.
IN0D00DI2CLFA03A2001B		76 di 102

Tabella 29: Verifiche catene a tenso-flessione retta - SLU

La verifica al taglio risulta automaticamente soddisfatta in quanto il valore massimo di calcolo:

$$T_d = 28,22 \text{ kN (catena 69)}$$

è inferiore a quello precedentemente verificato per SLV.

Verifiche allo SLE

Nella seguente tabella sono riportate le più gravose verifiche delle tensioni di esercizio e alla fessurazione relative alla catena del corpo grande.

Per lo stato limite della fessurazione sono state considerate condizioni ambientali ordinarie e armature poco sensibili cui corrispondono valori di apertura delle fessure $w_3 = 0,4 \text{ mm}$ per la combinazione frequente e $w_2 = 0,3 \text{ mm}$ per la quasi permanente; il valore di calcolo w_d e il confronto con i valori limite è riportato in tabella.

Catena	Comb.	N (kN)	Mx (kNm)	σ_c (N/mm ²)	σ_s (N/mm ²)	w_d (mm)	w_{lim} (mm)
71	Rara	-259,12	25,48	3,4	200,1	----	----
71	FR	-232,26	23,15	3,1	180,5	0,25	0,4
71	QP	-226,23	22,82	3,0	176,8	0,17	0,3

Tabella 30: Verifiche catena tenso-flessione retta - SLE

con valori delle tensioni inferiori ai corrispondenti valori limite:

$$\sigma_{c, \max} = 3,4 \text{ N/mm}^2 < 0,60 \times 29,0 = 17,4 \text{ N/mm}^2 \text{ (per Rara e FR)}$$

$$\sigma_{c, \max} = 3,0 \text{ N/mm}^2 < 0,45 \times 29,0 = 13,0 \text{ N/mm}^2 \text{ (per QP)}$$

$$\sigma_{s, \max} = 200,1 \text{ N/mm}^2 < 0,8 \times 450 = 360 \text{ N/mm}^2$$

e ampiezza delle fessure entro i valori limite.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo:	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	Pag.
	IN0D00DI2CLFA03A2001B	77 di 102

10.5 TRAVI DI FALDA

Le travi di falda hanno tutte sezione (60x24) cm. Sulla base dello stato di sollecitazione risultante dall'analisi, si è ritenuto di suddividerle in due gruppi ai fini dell'armatura e quindi delle verifiche.

Il gruppo 1 comprende la trave longitudinale di colmo del corpo grande (filo B, da picchetto 1 a picchetto 9) e tutte le travi del corpo piccolo. Per questo gruppo viene adottata la seguente armatura:

- armature longitudinali:
 - 4 Φ 16 inferiori correnti
 - 4 Φ 16 superiori correnti
 - 2 Φ 12 intermedi sui lati
- armature trasversali:
 - staffa Φ 10 perimetrale + staffa Φ 8 interna (totale 4 bracci) con passo di 100 mm nelle zone critiche di estremità lunghe 40 cm (valore maggiore del minimo), con passo 200 mm nella parte centrale.

Il gruppo 2 comprende le travi trasversali e di displuvio diagonale del corpo grande. Per questo gruppo viene adottata la seguente armatura:

- armature longitudinali:
 - 4 Φ 16 inferiori correnti
 - 4 Φ 16 superiori correnti + 3 Φ 16 superiori spezzoni di estremità, totale 7 Φ 16
 - 2 Φ 12 intermedi sui lati
- armature trasversali:
 - staffa Φ 10 perimetrale + staffa Φ 8 interna (totale 4 bracci) con passo di 100 mm nelle zone critiche di estremità lunghe 60 cm (valore maggiore del minimo), con passo 200 mm nella parte centrale.

Tale armatura è conforme alle prescrizioni normative sui dettagli costruttivi relative alle limitazioni geometriche e di armatura, a garanzia delle caratteristiche di duttilità richieste. In particolare, risulta soddisfatta la prescrizione circa il rapporto geometrico minimo dell'armatura di forza inf. e sup.:

$$\rho = (4 \times 201,0) / (600 \times 240) = 0,00558 > (1,4 / 450) = 0,00311 \text{ (valore minimo).}$$

Ne risulta l'incidenza di armatura di 170 kg/mc per il gruppo 1 e di 200 kg/mc per il gruppo 2, comprensiva dell'incidenza delle sovrapposizioni nella luce netta della trave. Nelle seguenti verifiche verrà richiamato il numero della trave, indicato il gruppo di appartenenza e indicata la sezione di verifica: mezzeria (m) o appoggio (a).

Verifiche allo SLV

La verifica a presso-flessione retta è stata eseguita con il programma "Verifica C.A." dell'Ing. Piero Gelfi, con il quale è stato determinato il momento resistente della sezione per i diversi valori dello sforzo normale. Nella seguente tabella sono riassunte le verifiche più gravose, con l'indicazione delle combinazioni (N, M_x) delle sollecitazioni di calcolo e delle sollecitazioni resistenti e del coefficiente (1/ρ_M) che misura il rapporto tra sollecitazioni resistenti e sollecitazioni di calcolo.

Trave falda	Comb.	Nd (kN)	Mxd (kNm)	Mxr (kNm)	1/ρ _M
98-1-m	46	10,90	21,69	55,55	2,56
98-1-a	46	18,12	-38,60	-56,13	1,45
92-2-m	64	252,80	26,98	59,81	2,21
89-2-a	74	248,87	-54,55	-71,58	1,31

NOTE:

- Per convenzione, M_x è positivo se tende le fibre inferiori

Tabella 31: Verifiche travi di falda a presso-flessione retta - SLV

Per la verifica a taglio le sollecitazioni si determinano nella condizione di equilibrio della trave soggetta a momenti di estremità pari a quelli resistenti ed ai carichi agenti nella condizione sismica, con la:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \times (M_{sup,Rd} + M_{inf,Rd}) / l_t \pm (G1+G2) \times l_t / 2$$

nella quale:

$\gamma_{Rd} = 1,00$ (CD “B”)

l_t è la luce della trave

$M_{sup,Rd} = M_{inf,Rd} = 56,13$ kNm per la trave 98 (armatura doppia simmetrica)

$M_{sup,Rd} = 71,58$ kNm e $M_{inf,Rd} = 59,81$ kNm per la trave 92 (armatura non simmetrica)

e il doppio segno indica che il taglio dovuto al carico, in ciascuna estremità si somma o si sottrae a quello dei momenti a seconda del verso dell'azione sismica.

Si riportano in tabella i valori del taglio alle estremità delle due travi già considerate nella verifica a flessione:

Trave	l_t (m)	(G1+G2) (kN/m)	V+ (kN)	V- (kN)	V-/V+ (kN)	V_{R1} (kN)	V_{Ed} (kN)	$V_{analisi}$ (kN)
98	3,90	18,96	65,75	8,19	0,13<0,5	-----	65,75	40,84
92	3,90	27,24	86,81	19,43	0,22<0,5	-----	86,81	58,74

NOTE:

- Per il valore del carico si veda Tabella 9.7 per la trave 98 ($G1+G2 = 12,30+6,66 = 18,96$ kN/m) e Tabella 9.1 per la trave 92 ($G1+G2 = 17,70+9,54 = 27,24$ kN/m).
- Nelle colonne V-/V+ e V_{R1} viene eseguita la verifica richiesta al punto 7.4.4.1.2 NTC che esclude la necessità di disporre delle armature diagonali nella zona critica della trave.
- A titolo di confronto, nell'ultima colonna è riportato il taglio derivante dall'analisi, che risulta comunque meno gravoso di V_{Ed} .

Tabella 32: Determinazione taglio di calcolo - SLV

Di seguito si determina la resistenza a “taglio trazione” delle armature:

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

dove:

$d = 180$ mm altezza utile sezione

$A_{sw} = 258$ mm² area dell'armatura sul singolo strato

$s = 100$ mm l'interasse tra due strati consecutivi di armatura

$f_{yd} = 391,3$ N/mm² resistenza caratteristica di calcolo dell'armatura

$\theta = 45^\circ$ inclinazione del puntone in cls rispetto all'asse (max)

$\alpha = 90^\circ$ inclinazione delle armature rispetto all'asse

ottenendo: $V_{Rsd} = 163,55 \text{ kN}$

e la resistenza a "taglio compressione" del calcestruzzo:

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

dove:

$d = 180 \text{ mm}$ altezza utile sezione

$b_w = 600 \text{ mm}$ larghezza della sezione

$\alpha_c = 1$ coefficiente maggiorativo (valore minimo cautelativo)

$f'_{cd} = 8,23 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica di calcolo ridotta del cls $= 0,5 f_{cd}$

$\theta = 45^\circ$ inclinazione del puntone in cls rispetto all'asse

$\alpha = 90^\circ$ inclinazione delle armature rispetto all'asse

ottenendo: $V_{Rsd} = 399,98 \text{ kN}$

e si assume la minore delle due, cioè:

$$V_{Rd} = 163,55 \text{ kN}$$

che risulta superiore a $V_{Ed \max} = 86,81 \text{ kN}$.

Verifiche allo SLU

Nella seguente tabella sono riportate le più gravose verifiche a presso-flessione retta, eseguita con analoga procedura.

Trave di falda	Comb.	Nd (kN)	Mxd (kNm)	Mxr (kNm)	1/ ρ_M
98-1-m	11	26,49	29,72	56,66	1,90
98-1-a	9	48,92	-46,92	-56,86	1,21
92-2-m	12	334,33	32,87	61,43	1,86
87-2-a	16	368,49	-71,39	-72,29	1,01

NOTE:

- Per convenzione, M_x è positivo se tende le fibre inferiori

Tabella 33: Verifiche travi di falda a presso-flessione retta - SLU

Per la verifica al taglio il valore massimo di calcolo è:

$$T_d = 90,49 \text{ kN (trave 87, Comb. 16)}$$

inferiore al valore resistente $V_{Rd} = 163,55 \text{ kN}$.

Si osserva che le sollecitazioni di taglio e momento delle combinazioni SLU sono più elevate di quelle delle combinazioni SLV stante il comportamento rigido d'insieme della copertura a padiglione nei riguardi del sisma.

Verifiche allo SLE

Nella seguente tabella sono riportate le più gravose verifiche delle tensioni di esercizio e alla fessurazione relative alle travi di falda.

Per lo stato limite della fessurazione sono state considerate condizioni ambientali ordinarie e armature poco sensibili cui corrispondono valori di apertura delle fessure $w_3 = 0,4 \text{ mm}$ per la combinazione frequente e $w_2 = 0,3 \text{ mm}$ per la quasi permanente; il valore di calcolo w_d e il confronto con i valori limite è riportato in tabella.

Trave di falda	Comb.	N (kN)	M_x (kNm)	σ_c (N/mm ²)	σ_s (N/mm ²)	w_d (mm)	w_{lim} (mm)
98-1-a	21-Rara	36,86	-35,37	10,6	254,9	----	----
98-1-a	34-FR	32,71	-31,48	9,4	226,9	0,27	0,4
98-1-a	39-QP	31,87	-30,67	9,1	221,0	0,16	0,3
90-2-m	24-Rara	249,83	24,84	6,8	50,5	----	----
89-2-a	24-Rara	280,57	-53,50	9,4	2,2	----	----
90-2-m	34-FR	222,62	21,58	5,9	41,3	No fess	0,4
87-2-a	34-FR	249,64	-46,27	11,7	128,1	0,13	0,4

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo:	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D00DI2CLFA03A2001B		Pag. 82 di 102

90-2-m	39-QP	216,83	20,96	5,7	40,0	No fess	0,3
87-2-a	39-QP	242,61	-44,61	11,3	122,9	0,13	0,3

Tabella 34: Verifiche trave a presso-flessione retta - SLE

con valori delle tensioni inferiori ai corrispondenti valori limite:

$$\sigma_{c, \max} = 11,7 \text{ N/mm}^2 < 0,60 \times 29,0 = 17,4 \text{ N/mm}^2 \text{ (per Rara e FR)}$$

$$\sigma_{c, \max} = 11,3 \text{ N/mm}^2 < 0,45 \times 29,0 = 13,0 \text{ N/mm}^2 \text{ (per QP)}$$

$$\sigma_{s, \max} = 254,9 \text{ N/mm}^2 < 0,8 \times 450 = 360 \text{ N/mm}^2$$

e ampiezza delle fessure entro i valori limite.

Si osserva che la compressione delle travi trasversali (gruppo 2) riduce sensibilmente la trazione nelle armature e praticamente annulla la fessurazione.

10.6 SOLAIO

Il solaio di copertura è latero-cementizio, con travetti tralicciati e pignatte di alleggerimento da 20 cm, soletta superiore in c.a. da 4 cm, per uno spessore totale di 24 cm. Le caratteristiche di dettaglio dei componenti prefabbricati dipenderanno dalla reale fornitura in cantiere e quindi precisate nella progettazione costruttiva. In questo calcolo ne vengono perciò assunte le seguenti caratteristiche ricorrenti: larghezza travetto 12 cm, interasse travetto 50 cm, assenza di armatura aggiuntiva nel fondello.

I carichi agenti (vedi capitolo 7) sono:

G1 3,00 kN/m² peso proprio

G2 1,80 kN/m² sovraccarico permanente

Gk 0,50 kN/m² accidentale

Gn 1,30 kN/m² neve (valore massimo relative alle falde di compluvio)

e danno luogo ai seguenti carichi di calcolo massimi in ciascuna combinazione:

SLU 1,3 G1 + 1,3 G2 + 1,5 Gn 8,18 kN/m²

SLE-Rara 1,0 G1 + 1,0 G2 + 1,0 Gn 6,10 kN/m²

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo:	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	Pag.
	IN0D00DI2CLFA03A2001B	83 di 102

SLE-FR 1,0 G1 + 1,0 G2 + 0,2 Gn 5,06 kN/m²

SLE-QP 1,0 G1 + 1,0 G2 4,80 kN/m²

Il solaio presenta configurazioni e luci diverse. Le sollecitazioni vengono calcolate con riferimento alla campata tipica del corpo grande, considerata nello schema di trave isolata con vincolo di semi-incastro alle estremità sulla luce teorica di 5,30 m:

$$V = 1/2qL \qquad Mm = 1/10qL^2 \qquad Ma = 1/10qL^2$$

e sono riportate in tabella con riferimento al singolo travetto, quindi per una striscia di solaio larga 0,50 m:

Comb.	V (kN)	Mm = Ma (kNm)
SLU	10,85	11,50
SLE-Rara	8,08	8,57
SLE-FR	6,71	7,11
SLE_QP	6,36	6,74

Tabella 35: Sollecitazioni solaio

Per le verifiche a flessione in campata si considera la sezione a T con larghezza travetto 12 cm, larghezza ala superiore 50 cm, altezza ala 4 cm, altezza totale 24 cm, armatura in opera sul fondello 2Φ14 mentre per le verifiche a flessione e taglio in appoggio si considera la sezione rettangolare (12x24) cm armata con 2Φ14; in favore di sicurezza sono trascurati sia i ferri inferiori del travetto che quelli della rete elettrosaldata (Φ 8/15x15) nella soletta superiore. L'incidenza dell'armatura aggiuntiva in opera è di 20 kg/mq, comprensiva della rete superiore e delle fasce rompitratta.

Verifiche allo SLU

La verifica a flessione retta è stata eseguita con il programma "Verifica C.A." dell'Ing. Piero Gelfi, con il quale è stato determinato il momento resistente delle sezioni riportato

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo:	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.		Pag.
IN0D00DI2CLFA03A2001B		84 di 102

nella seguente tabella con l'indicazione del coefficiente ($1/\rho_M$) che misura il rapporto tra sollecitazioni resistenti e sollecitazioni di calcolo.

Solaio	M (kNm)	Mr (kNm)	$1/\rho_M$
mezzeria	11,50	21,96	1,90
appoggio	-11,50	-14,95	1,30

NOTE:

- Per convenzione, M è positivo se tende le fibre inferiori

Tabella 36: Verifiche solaio a flessione - SLU

Per la verifica a taglio si determina la resistenza della sezione per la quale non è prevista una specifica armatura resistente per questa sollecitazione, come consentito dalla norma (punto 4.1.2.1.3.1 del DM 2008) in assenza di sforzi di trazione. La resistenza al taglio è:

$$V_{RD} = [0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \times \sigma_{cp}] \times b_w \times d = 18585 \text{ N} = \mathbf{18,58 \text{ kN/m}}$$

dove:

$$b_w = 120 \text{ mm}$$

larghezza sezione

$$d = 190 \text{ mm}$$

altezza utile sezione

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

in questo caso: $k = 2,00$

$$\rho_1 = 308 / (120 \times 190) = 0,01351$$

rapporto geometrico armatura longitudinale

$$f_{ck} = 29,0 \text{ N/mm}^2$$

resistenza caratteristica cilindrica del cls

$$\gamma_c = 1,5$$

coefficiente parziale di sicurezza per il cls

$$\sigma_{cp} = 0$$

tens. media compr. (nulla, in favore di sicurezza)

che risulta superiore a $V_{Ed} = 10,85 \text{ kN}$.

Verifiche allo SLE

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo:	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.		Pag.
IN0D00DI2CLFA03A2001B		85 di 102

Nella seguente tabella sono riportate le più gravose verifiche delle tensioni di esercizio relative al solaio.

Solaio	Comb.	M (kNm)	σ_c (N/mm ²)	σ_s (N/mm ²)
mezzeria	SLE-Ra	8,57	4,0	160,0
mezzeria	SLE-FR	7,11	3,3	132,8
mezzeria	SLE-QP	6,47	3,2	125,9
appoggio	SLE-Ra	-8,57	8,4	176,8
appoggio	SLE-FR	-7,11	7,0	146,7
appoggio	SLE-QP	-6,74	6,6	139,1

Tabella 37: Verifiche solaio a flessione retta - SLE

con valori delle tensioni inferiori ai corrispondenti valori limite:

$$\sigma_{c, \max} = 8,4 \text{ N/mm}^2 < 0,60 \times 29,0 = 17,4 \text{ N/mm}^2 \text{ (per Rara e FR)}$$

$$\sigma_{c, \max} = 6,6 \text{ N/mm}^2 < 0,45 \times 29,0 = 13,0 \text{ N/mm}^2 \text{ (per QP)}$$

$$\sigma_{s, \max} = 176,8 \text{ N/mm}^2 < 0,8 \times 450 = 360 \text{ N/mm}^2$$

Nei riguardi della fessurazione si osserva che il modesto valore delle trazioni nell'armatura (max 146,7 N/mm² per FR e 146,7 N/mm² per QP) costituisce una verifica indiretta ma significativa nei riguardi di questo stato limite. Per dette combinazioni risultano infatti valori di ampiezza delle fessure pari a $w_d = 0,139$ mm per Fr e $w_d = 0,128$ mm per QP, in entrambi i casi inferiori ai valori limite per armature poco sensibili in ambiente ordinario. La presenza del fondello in intradosso e della rete elettrosaldata in estradosso costituisce un'ulteriore garanzia al riguardo.

10.7 CORNICIONE

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo:	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D00DI2CLFA03A2001B	Pag. 86 di 102

Il cornicione è una soletta piena in c. a. dello spessore di 18 cm.

I carichi agenti (vedi capitolo 7) sono:

- G1 5,00 kN/m² peso proprio ripartito + peso veletta in punta di 2,06 kN
- G2 1,20 kN/m² sovraccarico permanente
- Gk 0,50 kN/m² accidentale
- Gn 1,30 kN/m² neve (valore massimo relative alle falde di compluvio)

e danno luogo ai seguenti carichi di calcolo massimi in ciascuna combinazione:

- SLU 1,3 G1 + 1,3 G2 + 1,5 Gn 9,36 kN/m² e 2,68 kN/m in punta
- SLE-Rara 1,0 G1 + 1,0 G2 + 1,0 Gn 7,00 kN/m² e 2,06 kN/m in punta
- SLE-FR 1,0 G1 + 1,0 G2 + 0,2 Gn 5,96 kN/m² e 2,06 kN/m in punta
- SLE-QP 1,0 G1 + 1,0 G2 5,70 kN/m² e 2,06 kN/m in punta

Le sollecitazioni vengono calcolate sullo schema di mensola incastrata nella trave perimetrale sulla luce di 1,00 m:


$$V = qL + Q \quad M = 1/2qL^2 + QL$$

e sono riportate in tabella con riferimento ad una striscia di cornicione larga 1,00 m:

Comb.	V (kN)	Mm = Ma (kNm)
SLU	12,04	7,36
SLE-Rara	9,06	5,56
SLE-FR	8,02	5,04
SLE_QP	7,76	4,91

Tabella 38: Sollecitazioni cornicione

Per le verifiche a flessione e taglio si considera la sezione rettangolare (100x18) cm armata con Φ 14/20 superiori e Φ 12/20 inferiori (armatura superiore al minimo) in direzione trasversale e con ripartitori longitudinali Φ 12/20 inferiori e superiori.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo:	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.		Pag.
IN0D00DI2CLFA03A2001B		87 di 102

L'incidenza dell'armatura in opera del cornicione risulta di 160 kg/mc mentre per la veletta, armata con Φ 12/20 nelle due direzioni, è di 140 kc/mc.

Verifiche allo SLU

La verifica a flessione retta è stata eseguita con il programma "Verifica C.A." dell'Ing. Piero Gelfi, con il quale è stato determinato il momento resistente della sezione riportato nella seguente tabella con l'indicazione del coefficiente ($1/\rho_M$) che misura il rapporto tra sollecitazioni resistenti e sollecitazioni di calcolo.

Cornicione	M (kNm)	Mr (kNm)	$1/\rho_M$
incastro	7,36	38,96	5,29

Tabella 39: Verifica cornicione a flessione - SLU

Per la verifica a taglio si determina la resistenza della sezione per la quale non è prevista una specifica armatura resistente per questa sollecitazione, come consentito dalla norma (punto 4.1.2.1.3.1 del DM 2008) in assenza di sforzi di trazione. La resistenza al taglio è:

$$V_{RD} = [0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \times \sigma_{cp}] \times b_w \times d = 75504 \text{ N} = \mathbf{75,50 \text{ kN/m}}$$

dove:

$$b_w = 1000 \text{ mm}$$

larghezza sezione

$$d = 130 \text{ mm}$$

altezza utile sezione

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

in questo caso: $k = 2,00$

$$\rho_1 = 770 / (1000 \times 180) = 0,00428$$

rapporto geometrico armatura longitudinale

$$f_{ck} = 33,2 \text{ N/mm}^2$$


resistenza caratteristica cilindrica del cls

$$\gamma_c = 1,5$$

coefficiente parziale di sicurezza per il cls

$$\sigma_{cp} = 0$$

tens. media compr. (nulla, in favore di sicurezza)

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo:	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.		Pag.
IN0D00DI2CLFA03A2001B		88 di 102

che risulta superiore a $V_{Ed} = 9,06$ kN.

Verifiche allo SLE

Nella seguente tabella sono riportate le più gravose verifiche delle tensioni di esercizio relative al cornicione.

Cornicione	Comb.	M (kNm)	σ_c (N/mm ²)	σ_s (N/mm ²)
incastro	SLE-Ra	-5,56	2,2	62,1
Incastro	SLE-FR	-5,04	2,0	56,3
Incastro	SLE-QP	-4,91	2,0	54,8

Tabella 40: Verifiche cornicione a flessione retta - SLE

con valori delle tensioni abbondantemente inferiori ai corrispondenti valori limite:

$$\sigma_{c, \max} = 2,2 \text{ N/mm}^2 < 0,60 \times 33,2 = 19,9 \text{ N/mm}^2 \text{ (per Rara e FR)}$$

$$\sigma_{c, \max} = 2,0 \text{ N/mm}^2 < 0,45 \times 33,2 = 14,9 \text{ N/mm}^2 \text{ (per QP)}$$

$$\sigma_{s, \max} = 62,1 \text{ N/mm}^2 < 0,8 \times 450 = 360 \text{ N/mm}^2$$

Nei riguardi della fessurazione si osserva che il modesto valore delle trazioni nell'armatura costituisce una verifica indiretta ma significativa nei riguardi di questo stato limite.

10.8 VERIFICA AGLI SLE PER AZIONI SISMICHE

10.8.1 VERIFICA DANNEGGIAMENTO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Per limitare i danneggiamenti strutturali, le sollecitazioni calcolate in presenza di sisma SLD, con coefficiente $\eta = 2/3$, devono risultare inferiori ai corrispondenti valori di progetto calcolati assumendo coefficienti parziali unitari per i materiali.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo:	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.		Pag.
IN0D00DI2CLFA03A2001B		89 di 102

In proposito si osserva che:

- nel paragrafo 9.3 è stata determinata la forza sismica totale per i diversi stati limite e quella per SLD (833,53 kN) è risultata inferiore a quella dello SLV (895,99 kN);
- le verifiche dei diversi elementi strutturali eseguite nei precedenti punti di questo capitolo si riferiscono allo SLV, con coefficienti parziali dei materiali $\gamma_C=1,5$ per il calcestruzzo e $\gamma_C=1,15$ l'acciaio d'armatura.

Da quanto sopra si evince che la verifica SLD in questione confronta sollecitazioni minori e resistenze maggiori rispetto alla verifica SLV e pertanto risulta indirettamente soddisfatta per tutti gli elementi strutturali.

10.8.2 VERIFICA DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI

Per limitare i danni agli elementi non strutturali, lo spostamento dell'unico piano del fabbricato in presenza di sisma SLO deve rispettare la condizione:

$$d_r = 2/3 \times 0,005 h$$

considerata la presenza di tamponamenti che interferiscono con la deformabilità della struttura, con h altezza del piano stesso.

In proposito si osserva che:

- nel paragrafo 9.3 è stata determinata la forza sismica totale per i diversi stati limite e quella per SLO è risultata 1003,23 kN, quindi superiore a quella dello SLV, pari a 895,99 kN;
- dall'analisi del modello spaziale eseguita per SLV è risultato uno spostamento del piano pari a 0,00316 mm in direzione X (longitudinale) per il nodo 26 nella comb. 48, e pari a 0,00584 mm in direzione Y (trasversale) per il nodo 32 nella comb. 63;

Da quanto sopra si può determinare lo spostamento limite con $h = 3,77$ m:

$$d_r = 2/3 \times 0,005 \times 3770 = 12,56 \text{ mm}$$

e lo spostamento massimo per SLO, per proporzione delle forze sismiche:

$$d = 0,00584 \times (1000,23/895,99) = 0,00652 \text{ m} = 6,52 \text{ mm}$$

che risulta inferiore a d_r e quindi la verifica è soddisfatta.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo:	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.		Pag.
IN0D00DI2CLFA03A2001B		90 di 102

11 VERIFICHE DI SICUREZZA STRUTTURA IN FONDAZIONE

11.1 VERIFICHE GEOTECNICHE

La struttura di fondazione è costituita da un reticolo di travi a “T rovescia” poste sugli allineamenti strutturali e su quelli delle murature interne e perimetrali, con suola di (90x40) cm e di (80x40) cm rispettivamente, tutte con anima di (80x30) cm e altezza totale 120 cm; mediante il magrone di sottofondo dello spessore di 30 cm si raggiunge la quota di appoggio sul terreno fissata a -1,50 m dal piano finito.

Il fabbricato sorge sul rilevato di piazzale alto 5,90 m sul piano di campagna e quindi il terreno interessato dalla fondazione è costituito dal rilevato stesso.

Il modello impiegato per l’analisi globale della struttura comprende anche le travi rovesce di fondazione e la reattività verticale offerta dal terreno di base è stata schematizzata con molle alla Winkler con costante elastica $K_w = 10000 \text{ kN/m}^3$.

Le verifiche geotecniche consistono sostanzialmente nella verifica di capacità portante che viene condotta seguendo l’Approccio 2: (A1 + M1 + R3), con i coefficienti parziali indicati in dettaglio nel capitolo 8, quindi con coefficienti parziali unitari per le caratteristiche del terreno e pari a 2,3 per la fondazione superficiale.

Dall’analisi dei risultati del calcolo spaziale risulta una distribuzione sostanzialmente omogenea degli abbassamenti e quindi della reazione del terreno, come era nelle attese data la notevole rigidità delle travi rovesce. A titolo di esempio si riportano gli abbassamenti dei punti posti sulla verticale dei pilastri del filo A di carpenteria per la combinazione quasi permanente (comb. 39: pesi propri e carichi portati):

Pilastro	1	2	3	4	5	6	7	8	9
dz (mm)	7,28	7,16	7,11	7,17	7,21	7,10	7,05	7,28	7,27

Tabella 41: Abbassamenti filo A per la combinazione QP

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo:	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D00DI2CLFA03A2001B		Pag. 91 di 102

dalla quale risulta un rapporto min/max pari a 0,97. Una conferma è data dal dettaglio degli abbassamenti dei punti intermedi ai pilastri, al passo medio di 0,90 m, ad esempio del tronco di trave del filo A, dal pilastro 4 al pilastro 5, per la stessa combinazione quasi permanente:

Pilastro	4	89	90	91	92	93	5
dz (mm)	7,17	7,18	7,18	7,18	7,19	7,21	7,21

Tabella 42: Abbassamenti filo A per la combinazione QP – da pil. 4 a pil. 5

Dagli abbassamenti letti sul tabulato di calcolo si ricavano le pressioni sul terreno semplicemente moltiplicando per la costante Kw. I valori massimi si riscontrano sui nodi di testata del fabbricato, in particolare:

dz max = 0,01020 m nodo 19 comb. 12 (SLU 4 di Tab. 8a)
 dz max = 0,00944x1,1 = 0,01038 m nodo 19 comb. 66 (SLV 23 di Tab. 11)

dove il moltiplicatore 1,1 applicato alla combinazione sismica tiene conto della richiesta di sovraresistenza rispetto alle azioni di calcolo trasmesse dalla struttura in elevazione (cfr. 7.2.5 NTC).

La pressione massima risulta:

$q_t = 0,01020 \times 10000 = 102 \text{ kN/m}^2$ per SLU
 $q_t = 0,01038 \times 10000 = 104 \text{ kN/m}^2$ per SLV

La pressione limite q_{lim} è stata determinata con la formula generale di Brinch-Hansen (1970) (rif. Lancellotta R., Geotecnica, II edizione – 1993) sulla base dei parametri geotecnici minimi di cui al capitolo 6. Se ne riporta il calcolo tabellare eseguito sia per la trave longitudinale larga 0,90 m e lunga 35,50 m, che per quella trasversale larga 0,80 e lunga 11,10 m. Il calcolo riporta direttamente anche la pressione “ammissibile”

ottenuta dividendo per il coefficiente parziale 2,3 che in entrambi i casi vale 600 kPa = 600 kN/m².

Formula generale:	$Q_{lim} = 1/2 g' B N_y s_y i_y b_y g_y + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$	
Dati d'ingresso:	Terreno di fondazione	
	Coesione (c')	0 kPa
	Angolo di attrito (ϕ)	35 °
	Peso di volume terreno di fondazione (γ_1)	19,0 kN/m ³
	Peso di volume terreno sopra fondazione (γ_2)	19,0 kN/m ³
	Inclinazione piano campagna	0 °
	Fondazione	
	Larghezza (B)	0,9 m
	Lunghezza (L)	35,5 m
	Profondità piano di posa (D)	1,2
	Eccentricità dei carichi (e)	0,0 m
	Inclinazione piano di posa	0 °
	Carichi inclinati	
	Componente orizzontale (H)	0 t
	Componente verticale (N)	0 t
	Fattori capacità portante	
	N_y	48,03
	N_c	46,12
	N_q	33,30
	Fattori forma della fondazione	
	s_y	1,01
	s_c	1,02
	s_q	1,01
	Fattori inclinazione del carico	
	i_y	1,00
	i_c	1,00
	i_q	1,00
	Fattori inclinazione piano di posa	
	b_y	1,00
	b_c	1,00
	b_q	1,00
	Fattori inclinazione piano campagna	
	g_y	1,00
	g_c	1,00
	g_q	1,00
	Fattori profondità piano di posa	
	d_c	1,24
	d_q	1,24
Risultato:	Pressione limite (Q_{lim})	1361,7 kPa
	Coefficiente di sicurezza	2,3
	Pressione ammissibile (Q_{amm})	604,9 kPa

 Tabella 43: q_{lim} trave longitudinale

Formula generale:		
	$Q_{lim} = 1/2 g' B N_y s_y i_y b_y g_y + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$	
Dati d'ingresso:	Terreno di fondazione	
	Coesione (c)	0 kPa
	Angolo di attrito (ϕ)	35 °
	Peso di volume terreno di fondazione (γ_1)	19,0 kN/m ³
	Peso di volume terreno sopra fondazione (γ_2)	19,0 kN/m ³
	Inclinazione piano campagna	0 °
	Fondazione	
	Larghezza (B)	0,8 m
	Lunghezza (L)	11,1 m
	Profondità piano di posa (D)	1,2
	Eccentricità dei carichi (e)	0,0 m
	Inclinazione piano di posa	0 °
	Carichi inclinati	
	Componente orizzontale (H)	0 t
	Componente verticale (N)	0 t
	Fattori capacità portante	
	N_y	48,03
	N_c	46,12
	N_q	33,30
	Fattori forma della fondazione	
	s_y	1,03
	s_c	1,05
	s_q	1,03
	Fattori inclinazione del carico	
	i_y	1,00
	i_c	1,00
	i_q	1,00
	Fattori inclinazione piano di posa	
	b_y	1,00
	b_c	1,00
	b_q	1,00
	Fattori inclinazione piano campagna	
	g_y	1,00
	g_c	1,00
	g_q	1,00
	Fattori profondità piano di posa	
	d_c	1,26
	d_q	1,25
Risultato:	Pressione limite (Q_{lim})	1349,1 kPa
	Coefficiente di sicurezza	2,3
	Pressione ammissibile (Q_{amm})	599,5 kPa

Tabella 44: qlim trave trasversale

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo:	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.		Pag.
IN0D00DI2CLFA03A2001B		95 di 102

Risulta:

$$q_{t_{max}} = 104 \text{ kN/m}^2 < q_{lim}/2,3 = 600 \text{ kN/m}^2$$

e la verifica di capacità portante del terreno è soddisfatta.

11.2 VERIFICHE STRUTTURALI TRAVI ROVESCE

11.2.1 TRAVI ROVESCE LONGITUDINALI E PERIMETRALI

Le travi di questo gruppo hanno tutte sezione a T rovescia con larghezza dell'anima 45 cm, larghezza ala inferiore 90 cm, altezza ala 40 cm, altezza totale 120 cm. Per esse viene adottata la seguente armatura:

- armature longitudinali:
 - 4 Φ 20 inferiori correnti nell'anima
 - 4 Φ 20 superiori correnti nell'anima
 - 6 Φ 12 reggi staffe correnti
 - 8 Φ 12 intermedi sui lati dell'ala e dell'anima
- armature trasversali:
 - staffa Φ 12 dell'anima + staffa Φ 12 dell'ala con passo di 150 mm per un tratto di 90 cm alle estremità, con passo 200 mm nella parte centrale.

Tale armatura è conforme alle prescrizioni normative sui dettagli costruttivi relative alle limitazioni di armatura; in particolare l'armatura longitudinale inf. e sup. ($12,56 \text{ cm}^2$) risulta di poco superiore al minimo ($0,2/100 \times 45 \times 120 = 10,80 \text{ cm}^2$). Ne risulta l'incidenza di armatura di 120 kg/mc, comprensiva dell'incidenza delle sovrapposizioni nella luce netta della trave.

Nelle seguenti verifiche verrà richiamato il numero della trave e indicata la sezione di verifica: mezzeria (m) o appoggio (a); in entrambi i casi verrà considerata reagente solo l'armatura dell'anima.

Verifiche allo SLV

La verifica a flessione retta è stata eseguita con il programma “Verifica C.A.” dell’Ing. Piero Gelfi, con il quale è stato determinato il momento resistente della sezione. Nella seguente tabella sono riassunte le verifiche più gravose, con l’indicazione delle sollecitazioni di calcolo (M_x) e delle sollecitazioni resistenti e del coefficiente ($1/\rho_M$) che misura il rapporto tra sollecitazioni resistenti e sollecitazioni di calcolo.

Trave fond.	Comb.	M_x (kNm)	γ_{Rd}	M_{xd} (kNm)	M_{xr} (kNm)	$1/\rho_M$
163-m	62	153,97	1,1	169,37	550,8	3,25
148-a	48	-159,70	1,1	-175,67	-541,50	3,08

NOTE:

- I momenti flettenti risultanti dall’analisi vengono amplificati con $\gamma_{Rd} = 1,1$ per tenere conto della richiesta di sovrarresistenza rispetto alle azioni trasmesse dalla struttura in elevazione (cfr. 7.2.5 NTC).
- Per convenzione, M_x è positivo se tende le fibre superiori.

Tabella 45: Verifiche travi di fondazione perimetrali e longitudinali a flessione retta - SLV

Per la verifica a taglio si determina la resistenza a “taglio trazione” delle armature:

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

dove:

$d = 1140 \text{ mm}$	altezza utile sezione
$A_{sw} = 226 \text{ mm}^2$	area dell’armatura sul singolo strato
$s = 150 \text{ mm}$	l’interasse tra due strati consecutivi di armatura
$f_{yd} = 391,3 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica di calcolo dell’armatura
$\theta = 45^\circ$	inclinazione del puntone in cls rispetto all’asse (max)
$\alpha = 90^\circ$	inclinazione delle armature rispetto all’asse

ottenendo: $V_{Rsd} = 604,89 \text{ kN}$

e la resistenza a “taglio compressione” del calcestruzzo:

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

dove:

$d = 1140 \text{ mm}$ altezza utile sezione

$bw = 450 \text{ mm}$ larghezza della sezione

$\alpha_c = 1$ coefficiente maggiorativo (valore minimo cautelativo)

$f'_{cd} = 7,05 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica di calcolo ridotta del cls $= 0,5 f_{cd}$

$\theta = 45^\circ$ inclinazione del puntone in cls rispetto all'asse

$\alpha = 90^\circ$ inclinazione delle armature rispetto all'asse

ottenendo: $V_{Rsd} = 1627,49 \text{ kN}$

e si assume la minore delle due, cioè:

$$V_{Rd} = 604,89 \text{ kN}$$

che risulta superiore al massimo taglio di calcolo $V_{Ed \max} = (1,1 \times 134,44) = 147,89 \text{ kN}$ (asta 165, comb. 61), anche questo incrementato del coefficiente $\gamma_{Rd} = 1,1$.

Verifiche allo SLU

Nella seguente tabella sono riportate le più gravose verifiche a flessione retta, eseguita con analoga procedura.

Trave fond.	Comb.	Mxd (kNm)	Mxr (kNm)	1/ ρ_M
163-m	11	134,77	550,8	4,08
148-a	11	-140,78	-541,50	3,84

Tabella 46: Verifiche travi di fondazione perimetrali e longitudinali a flessione retta - SLU

Per la verifica al taglio il valore massimo di calcolo è:

$$T_d = 159,07 \text{ kN} \text{ (trave 181, Comb. 14)}$$

inferiore al valore resistente $V_{Rd} = 604,89 \text{ kN}$.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo:	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.		Pag.
IN0D00DI2CLFA03A2001B		98 di 102

Verifiche allo SLE

Nella seguente tabella sono riportate le più gravose verifiche delle tensioni di esercizio e alla fessurazione.

Per lo stato limite della fessurazione sono state considerate condizioni ambientali ordinarie e armature poco sensibili cui corrispondono valori di apertura delle fessure $w_3 = 0,4$ mm per la combinazione frequente e $w_2 = 0,3$ mm per la quasi permanente; il valore di calcolo w_d e il confronto con i valori limite è riportato in tabella.

Trave fond.	Comb.	Mx (kNm)	σ_c (N/mm ²)	σ_s (N/mm ²)	w_d (mm)	w_{lim} (mm)
163-m	23-Rara	101,45	1,0	74,9	----	----
148-a	23-Rara	-106,30	1,5	79,6	----	----
163-m	34-FR	89,02	0,9	65,8	No fess	0,4
148-a	34-FR	-95,53	1,3	71,6	No fess	0,4
163-m	39-QP	86,99	0,9	64,3	No fess	0,3
148-a	39-QP	-93,33	1,3	69,9	No fess	0,3

Tabella 47: Verifiche trave di fondazione perimetrale e longitudinale a flessione retta - SLE

con valori delle tensioni abbondantemente inferiori ai corrispondenti valori limite:

$$\sigma_{c, \max} = 1,5 \text{ N/mm}^2 < 0,60 \times 24,9 = 14,9 \text{ N/mm}^2 \text{ (per Rara e FR)}$$

$$\sigma_{c, \max} = 1,3 \text{ N/mm}^2 < 0,45 \times 24,9 = 11,2 \text{ N/mm}^2 \text{ (per QP)}$$

$$\sigma_{s, \max} = 79,6 \text{ N/mm}^2 < 0,8 \times 450 = 360 \text{ N/mm}^2$$

Si osserva che in tutti i casi le tensioni nelle armature sono molto basse, il momento agente risulta inferiore a quello di prima fessurazione e quindi la sezione non si fessura.

11.2.2 TRAVI ROVESCE TRASVERSALI INTERNE

Le travi di questo gruppo hanno tutte sezione a T rovescia con larghezza dell'anima 30 cm, larghezza ala inferiore 80 cm, altezza ala 40 cm, altezza totale 120 cm. Per esse viene adottata la seguente armatura:

- armature longitudinali:
 - 4 Φ 20 inferiori correnti nell'anima
 - 4 Φ 20 superiori correnti nell'anima
 - 6 Φ 12 reggi staffe correnti
 - 8 Φ 12 intermedi sui lati dell'ala e dell'anima
- armature trasversali:
 - staffa Φ 12 dell'anima + staffa Φ 12 dell'ala con passo di 150 mm per un tratto di 90 cm alle estremità, con passo 200 mm nella parte centrale.


Tale armatura è conforme alle prescrizioni normative sui dettagli costruttivi relative alle limitazioni di armatura; in particolare l'armatura longitudinale inf. e sup. ($12,56 \text{ cm}^2$) risulta superiore al minimo ($0,2/100 \times 30 \times 120 = 7,20 \text{ cm}^2$). Ne risulta l'incidenza di armatura di 150 kg/mc, comprensiva dell'incidenza delle sovrapposizioni nella luce netta della trave.

Nelle seguenti verifiche verrà richiamato il numero della trave e indicata la sezione di verifica: mezzeria (m) o appoggio (a); in entrambi i casi verrà considerata reagente solo l'armatura dell'anima.

Verifiche allo SLV

La verifica a flessione retta è stata eseguita con il programma "Verifica C.A." dell'Ing. Piero Gelfi, con il quale è stato determinato il momento resistente della sezione. Nella seguente tabella sono riassunte le verifiche più gravose, con l'indicazione delle (M_x) delle sollecitazioni di calcolo (M_x) e delle sollecitazioni resistenti e del coefficiente ($1/\rho_M$) che misura il rapporto tra sollecitazioni resistenti e sollecitazioni di calcolo.

Trave fond.	Comb.	M_x (kNm)	γ_{Rd}	M_{xd} (kNm)	M_{xr} (kNm)	$1/\rho_M$

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo:	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.		Pag.
IN0D00DI2CLFA03A2001B		100 di

298-m	66	175,62	1,1	193,18	549,40	2,84
283-a	61	-286,33	1,1	-314,96	-534,90	1,70

NOTE:

- I momenti flettenti risultanti dall'analisi vengono amplificati con $\gamma_{Rd} = 1,1$ per tenere conto della richiesta di sovraresistenza rispetto alle azioni trasmesse dalla struttura in elevazione (cfr. 7.2.5 NTC).
- Per convenzione, M_x è positivo se tende le fibre superiori.

Tabella 48: Verifiche travi di fondazione trasversali interne a flessione retta - SLV

Per la verifica a taglio si determina la resistenza a “taglio trazione” delle armature:

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

dove:

$d = 1140 \text{ mm}$	altezza utile sezione
$A_{sw} = 226 \text{ mm}^2$	area dell'armatura sul singolo strato
$s = 150 \text{ mm}$	l'interasse tra due strati consecutivi di armatura
$f_{yd} = 391,3 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica di calcolo dell'armatura
$\theta = 45^\circ$	inclinazione del puntone in cls rispetto all'asse (max)
$\alpha = 90^\circ$	inclinazione delle armature rispetto all'asse

ottenendo: $V_{Rsd} = 604,89 \text{ kN}$

e la resistenza a “taglio compressione” del calcestruzzo:

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

dove:

$d = 1140 \text{ mm}$	altezza utile sezione
$b_w = 300 \text{ mm}$	larghezza della sezione
$\alpha_c = 1$	coefficiente maggiorativo (valore minimo cautelativo)
$f'_{cd} = 7,05 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica di calcolo ridotta del cls $= 0,5 f_{cd}$

$\theta = 45^\circ$ inclinazione del puntone in cls rispetto all'asse

$\alpha = 90^\circ$ inclinazione delle armature rispetto all'asse

ottenendo: $V_{Rsd} = 1084,99$ kN

e si assume la minore delle due, cioè:

$V_{Rd} = 604,89$ kN

che risulta superiore al massimo taglio di calcolo $V_{Ed\ max} = (1,1 \times 156,83) = 172,52$ kN (asta 283, comb. 61), anche questo incrementato del coefficiente $\gamma_{Rd} = 1,1$.

Verifiche allo SLU

Nella seguente tabella sono riportate le più gravose verifiche a flessione retta, eseguita con analoga procedura.

Trave fond.	Comb.	Mxd (kNm)	Mxr (kNm)	$1/\rho_M$
298-m	12	230,09	549,40	2,39
283-a	19	-179,90	-534,90	2,97

Tabella 49: Verifiche travi di fondazione perimetrali e longitudinali a flessione retta - SLU

Per la verifica al taglio il valore massimo di calcolo è:


$T_d = 169,49$ kN (trave 283, Comb. 11)

inferiore al valore resistente $V_{Rd} = 604,89$ kN.

Verifiche allo SLE

Nella seguente tabella sono riportate le più gravose verifiche delle tensioni di esercizio e alla fessurazione.

Per lo stato limite della fessurazione sono state considerate condizioni ambientali ordinarie e armature poco sensibili cui corrispondono valori di apertura delle fessure $w_3 = 0,4$ mm per la combinazione frequente e $w_2 = 0,3$ mm per la quasi permanente; il valore di calcolo w_d e il confronto con i valori limite è riportato in tabella.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo:	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D00DI2CLFA03A2001B		Pag. 102 di 100

Trave fond.	Comb.	Mx (kNm)	σ_c (N/mm ²)	σ_s (N/mm ²)	wd (mm)	wlim (mm)
298-m	24-Rara	174,18	1,8	128,9	----	----
283-a	27-Rara	-133,42	2,2	100,7	----	----
298-m	34-FR	159,31	1,6	117,9	No fess	0,4
247-a	34-FR	-112,51	1,9	85,0	No fess	0,4
298-m	39-QP	155,92	1,6	115,4	No fess	0,3
247-a	39-QP	-109,45	1,8	82,6	No fess	0,3

Tabella 50: Verifiche trave di fondazione perimetrale e longitudinale a flessione retta - SLE

con valori delle tensioni abbondantemente inferiori ai corrispondenti valori limite:

$$\sigma_{c, \max} = 2,2 \text{ N/mm}^2 < 0,60 \times 24,9 = 14,9 \text{ N/mm}^2 \text{ (per Rara e FR)}$$

$$\sigma_{c, \max} = 1,8 \text{ N/mm}^2 < 0,45 \times 24,9 = 11,2 \text{ N/mm}^2 \text{ (per QP)}$$

$$\sigma_{s, \max} = 128,9 \text{ N/mm}^2 < 0,8 \times 450 = 360 \text{ N/mm}^2$$

Si osserva che in tutti i casi le tensioni nelle armature sono molto basse, il momento agente risulta inferiore a quello di prima fessurazione e quindi la sezione non si fessura.

12 ALLEGATO 1: TABULATO DI CALCOLO

Il tabulato si compone di migliaia di pagine e allegarlo fisicamente renderebbe la relazione materialmente non gestibile e di difficile consultazione. Pertanto se ne riporta il file in formato .DOC nel dvd allegato.