

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01e s.m.i.

CUP: J14H20000440001

U.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA NORD

PROGETTO DEFINITIVO

LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA

LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA

NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST

NUOVO SOTTOPASSO DI VIA CARNIA

SL02 – SOTTOPASSO VIA CARNIA

RELAZIONE DI CALCOLO MURI A U DI SOSTEGNO DELLA RAMPA NORD E SUD

SCALA:

-

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

I N 1 0 1 0 D 2 6 C L S L 0 2 0 0 0 0 5 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	P. Cucino	Ott. 2021	M. Rigo	Ott. 2021	C. Mazzocchi	Ott. 2021	A. Perego



File: IN1010D26CLSL0200005A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	4
2	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	5
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
2.2	ELABORATI DI PROGETTO DI RIFERIMENTO	6
3	CARATTERISTICHE MATERIALI	8
3.1	CALCESTRUZZO	8
3.1.1	<i>Magrone</i>	8
3.1.2	<i>Calcestruzzo per soletta di fondazione, piedritti e soletta di copertura</i>	8
3.2	ACCIAIO	9
3.2.1	<i>Acciaio di armatura per c.a.</i>	9
4	DESCRIZIONE DELL'OPERA	10
5	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	12
6	MODELLO DI CALCOLO	13
7	ANALISI DEI CARICHI	15
7.1	PESO PROPRIO (PP)	15
7.2	SOVRACCARICO PERMANENTE (PERM)	15
7.3	AZIONI SOLLECITANTI ESERCITATE DAI CARICHI AUTOVEICOLI	16
7.4	PERMANENTI PORTATI: SPINTA DEL TERRENO (SPINTA SINISTRO / SOLETTA)	20
7.5	AZIONI SISMICHE	21
7.5.1	<i>Carichi Sismici</i>	25
7.6	AZIONI CENTRIFUGA	26
8	CARICHI ORIZZONTALI SU RINGHIERE O PARAPETTI SULLA TESTA DEI MURI	28
8.1.1	<i>Carico orizzontale dei pedoni</i>	28
8.1.2	<i>Carico del vento</i>	28

8.1.3	Concomitanza delle azioni aerodinamiche / vento / pedoni.....	31
9	VERIFICA AL MARTELLAMENTO.....	32
10	VERIFICHE SLD E SLO.....	32
11	COMBINAZIONI DI CARICO	33
12	RISULTATI DELLE ANALISI.....	40

1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto la progettazione definitiva degli relativi al nuovo sottopasso stradale di Via Carnia facente parte delle opere strutturali relative all'Ingresso Ovest al Nodo AV/AC di Verona Porta Nuova della Tratta AV/AC Brescia-Verona.

L'intervento prevede la realizzazione delle nuove linee, prevalentemente in affiancamento al sedime della attuale Linea Storica Milano-Venezia, nel tratto compreso tra l'intersezione con l'Autostrada del Brennero A22 e la radice est della Stazione Ferroviaria di Verona Porta Nuova, per una estensione di circa 10km. Tali interventi sono funzionali al progetto di linea della Tratta Brescia Est – Verona.

Il progetto prevede la rilocazione della Linea Storica leggermente più a nord al fine di lasciare spazio all'inserimento dei binari della Linea AV/AC. Viene anche prevista la realizzazione di una ulteriore linea denominata "indipendente merci" per il collegamento con la Linea Brennero.

Sono previsti interventi di potenziamento e riconfigurazione della stazione di Verona Porta Nuova e realizzazione di una nuova Sottostazione Elettrica con conseguenti interventi tecnologici per la gestione delle modifiche.

Il progetto comprende tutte le opere atte a consentire l'allaccio e l'interfaccia con le linee storiche esistenti e la risoluzione delle interferenze tra la parte di progetto stesso e l'esistente (viabilità, idrografia, ecc).

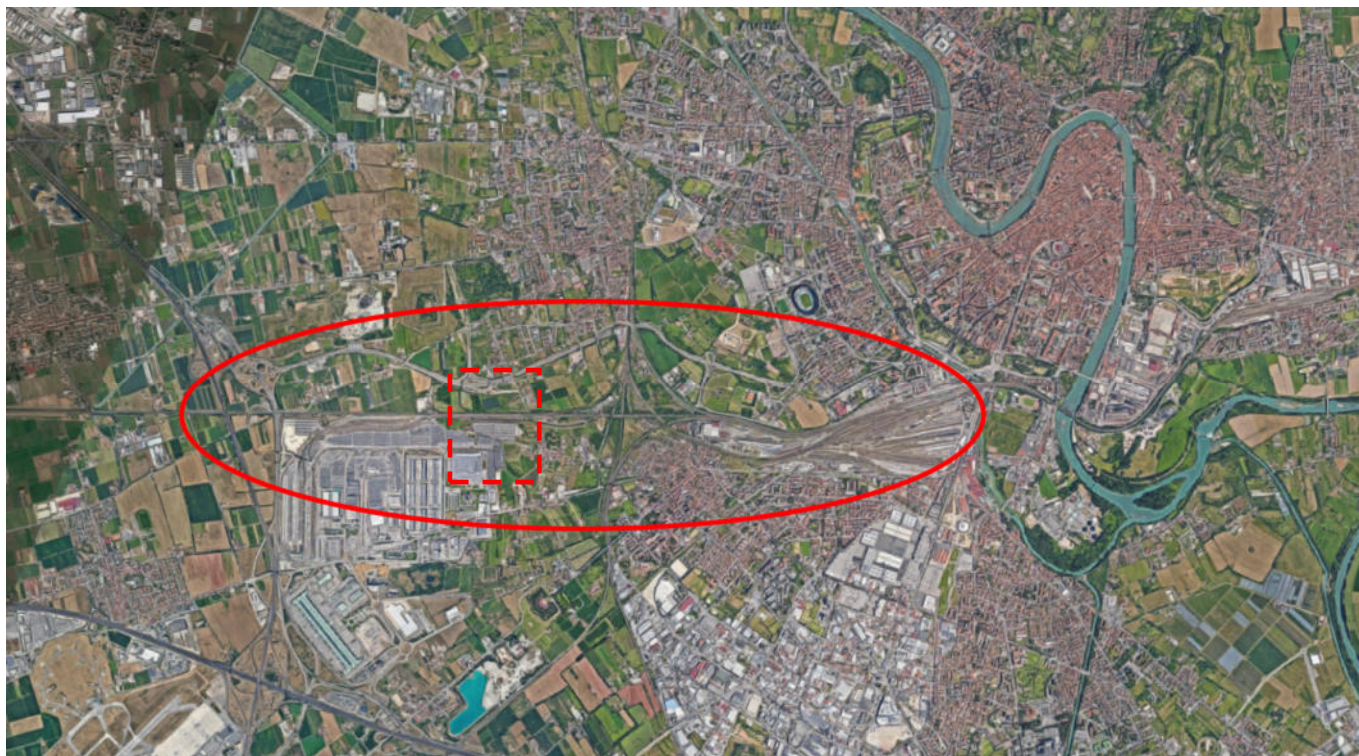


Fig. 1 Individuazione area d'intervento

2 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

2.1 Normativa di riferimento

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono effettuate in accordo con le prescrizioni di seguito elencate è conformi alle normative vigenti:

- ✓ Ministero delle Infrastrutture, DM 17 gennaio 2018, «Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni»
- ✓ Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, circolare 11 febbraio 2019, n. 617 C.S.LL.PP., «Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018»
- ✓ Manuale di progettazione RFI Opere Civili RFI DTC SIM AI FS 001 E e relative parti e sezioni.
- ✓ Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture, Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento (UNI EN 1991-1-4)
- ✓ Regolamento (UE) N.1299/2014 della Commissione del 18 Novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell'Unione europea
- ✓ UNI EN 1998-1:2013 – Strutture in zone sismiche – parte 1: generale ed edifici.
- ✓ UNI EN 1998-2:2011 – Strutture in zone sismiche –parte 2: ponti.
- ✓ UNI EN 1992-1-1: EUROCODICE 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici



LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA
LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA
NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST

RELAZIONE DI CALCOLO MURI A U DI SOSTEGNO DELLA RAMPA NORD E SUD

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	SL 02 00 005	A	6 di 51

2.2 Elaborati di progetto di riferimento

RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA	I	N	1	0	1	0	D	2	6	R	G	S	L	0	2	0	0	0	0	1	A
RELAZIONE DI CALCOLO SCATOLARI IN OPERA IN OPERA TRATTO A DOPPIO FORNICE	I	N	1	0	1	0	D	2	6	C	L	S	L	0	2	0	0	0	0	1	A
RELAZIONE DI CALCOLO SCATOLARI IN OPERA IN OPERA TRATTO A SINGOLO FORNICE	I	N	1	0	1	0	D	2	6	C	L	S	L	0	2	0	0	0	0	2	A
RELAZIONE DI CALCOLO RINGROSSI LATERALI	I	N	1	0	1	0	D	2	6	C	L	S	L	0	2	0	0	0	0	3	A
RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICA FUNZIONALITÀ TRATTO SOTTOPASSO ESISTENTE	I	N	1	0	1	0	D	2	6	C	L	S	L	0	2	0	0	0	0	4	A
RELAZIONE DI CALCOLO MURI A U DI SOSTEGNO DELLA RAMPA NORD E SUD	I	N	1	0	1	0	D	2	6	C	L	S	L	0	2	0	0	0	0	5	A
RELAZIONE DI CALCOLO PLATEA E MURO REGGISPINTA	I	N	1	0	1	0	D	2	6	C	L	S	L	0	2	0	0	0	0	7	A
RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO	I	N	1	0	1	0	D	2	6	C	L	S	L	0	2	0	0	0	0	8	A
PLANIMETRIA DI PROGETTO SU CARTOGRAFIA	I	N	1	0	1	0	D	2	6	P	9	S	L	0	2	0	0	0	0	1	A
PLANIMETRIA DI PROGETTO SU ORTOFOTO	I	N	1	0	1	0	D	2	6	P	9	S	L	0	2	0	0	0	0	2	A
PIANTA SCAVI	I	N	1	0	1	0	D	2	6	P	9	S	L	0	2	0	0	0	0	3	A
PIANTA SCAVI	I	N	1	0	1	0	D	2	6	P	9	S	L	0	2	0	0	0	0	4	A
SEZIONI SCAVI	I	N	1	0	1	0	D	2	6	B	A	S	L	0	2	0	0	0	0	1	A
SEZIONI SCAVI	I	N	1	0	1	0	D	2	6	B	A	S	L	0	2	0	0	0	0	2	A
CARPENTERIA - PIANTE E SEZIONI	I	N	1	0	1	0	D	2	6	B	Z	S	L	0	2	0	0	0	0	7	A
CARPENTERIA - PIANTE E SEZIONI	I	N	1	0	1	0	D	2	6	B	Z	S	L	0	2	0	0	0	0	8	A
CARPENTERIA - PIANTE E SEZIONI	I	N	1	0	1	0	D	2	6	B	Z	S	L	0	2	0	0	0	0	9	A
CARPENTERIA - PIANTE E SEZIONI	I	N	1	0	1	0	D	2	6	B	Z	S	L	0	2	0	0	0	1	0	A
CARPENTERIA - PIANTE E SEZIONI	I	N	1	0	1	0	D	2	6	B	Z	S	L	0	2	0	0	0	1	1	A
CARPENTERIA - PIANTE E SEZIONI	I	N	1	0	1	0	D	2	6	B	Z	S	L	0	2	0	0	0	1	2	A
CARPENTERIA - PIANTE E SEZIONI	I	N	1	0	1	0	D	2	6	B	Z	S	L	0	2	0	0	0	1	3	A
CARPENTERIA - PIANTE E SEZIONI	I	N	1	0	1	0	D	2	6	B	Z	S	L	0	2	0	0	0	1	4	A
CARPENTERIA - PIANTE E SEZIONI	I	N	1	0	1	0	D	2	6	B	Z	S	L	0	2	0	0	0	1	5	A
CARPENTERIA - PIANTE E SEZIONI	I	N	1	0	1	0	D	2	6	B	Z	S	L	0	2	0	0	0	1	6	A
CARPENTERIA - PIANTE E SEZIONI	I	N	1	0	1	0	D	2	6	B	Z	S	L	0	2	0	0	0	1	7	A
CARPENTERIA - PIANTE E SEZIONI	I	N	1	0	1	0	D	2	6	B	Z	S	L	0	2	0	0	0	1	8	A
CARPENTERIA - PIANTE E SEZIONI	I	N	1	0	1	0	D	2	6	B	Z	S	L	0	2	0	0	0	1	9	A
CARPENTERIA IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO	I	N	1	0	1	0	D	2	6	B	A	S	L	0	2	0	0	0	0	3	A
CARPENTERIA IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO	I	N	1	0	1	0	D	2	6	B	A	S	L	0	2	0	0	0	0	4	A
SEZIONI LONGITUDINALI E TRASVERSALI	I	N	1	0	1	0	D	2	6	B	A	S	L	0	2	0	0	0	0	5	A
CARPENTERIA PIANTE SEZIONI LONGITUDINALI E TRASVERSALI	I	N	1	0	1	0	D	2	6	B	9	S	L	0	2	0	0	0	0	3	A
CARPENTERIA PIANTE SEZIONI LONGITUDINALI E TRASVERSALI	I	N	1	0	1	0	D	2	6	B	9	S	L	0	2	0	0	0	0	4	A
CARPENTERIA PIANTE SEZIONI LONGITUDINALI E TRASVERSALI	I	N	1	0	1	0	D	2	6	B	9	S	L	0	2	0	0	0	0	5	A
CARPENTERIA PIANTE SEZIONI LONGITUDINALI E TRASVERSALI	I	N	1	0	1	0	D	2	6	B	9	S	L	0	2	0	0	0	0	6	A
CARPENTERIA PIANTE SEZIONI LONGITUDINALI E TRASVERSALI	I	N	1	0	1	0	D	2	6	B	9	S	L	0	2	0	0	0	0	7	A
FASI COSTRUTTIVE	I	N	1	0	1	0	D	2	6	B	8	S	L	0	2	0	0	0	0	1	A
FASI COSTRUTTIVE	I	N	1	0	1	0	D	2	6	B	8	S	L	0	2	0	0	0	0	2	A
FASI COSTRUTTIVE DI STRUTTURE IN METODO MILANO	I	N	1	0	1	0	D	2	6	B	B	S	L	0	2	0	0	0	0	3	A
FASI COSTRUTTIVE DI STRUTTURE IN METODO MILANO	I	N	1	0	1	0	D	2	6	B	B	S	L	0	2	0	0	0	0	4	A



LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA
LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA
NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST

RELAZIONE DI CALCOLO MURI A U DI SOSTEGNO
 DELLA RAMPA NORD E SUD

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	SL 02 00 005	A	7 di 51

PARTICOLARI, DETTAGLIO ZONE DI TRANSIZIONE E FINITURE	I	N	1	0	1	0	D	2	6	B	Z	S	L	0	2	0	0	0	0	0	1	A
PARTICOLARI FINITURE ROTATORIE	I	N	1	0	1	0	D	2	6	B	Z	S	L	0	2	0	0	0	0	0	2	A
RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	I	N	1	0	1	0	D	2	6	C	L	S	L	0	2	0	0	0	0	0	9	A
OPERE PROVVISORIALI	I	N	1	0	1	0	D	2	6	B	Z	S	L	0	2	0	0	0	0	0	3	A
OPERE PROVVISORIALI	I	N	1	0	1	0	D	2	6	B	Z	S	L	0	2	0	0	0	0	0	4	A
OPERE PROVVISORIALI	I	N	1	0	1	0	D	2	6	B	Z	S	L	0	2	0	0	0	0	0	5	A
OPERE PROVVISORIALI	I	N	1	0	1	0	D	2	6	B	Z	S	L	0	2	0	0	0	0	0	6	A

3 CARATTERISTICHE MATERIALI

3.1 Calcestruzzo

3.1.1 Magrone

Classe di resistenza = C12/15

3.1.2 Calcestruzzo per soletta di fondazione, piedritti e soletta di copertura

γ_c = peso specifico = 25.00 kN/m³

Classe di resistenza = C30/37

R_{ck} = resistenza cubica = 37.00 N/mm²

f_{ck} = resistenza cilindrica caratteristica = 0.83 R_{ck} = 30.0 N/mm²

f_{cm} = resistenza cilindrica media = $f_{ck} + 8$ = 38.0 N/mm²

f_{cd} = resistenza di calcolo a compressione = $\alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$ = 0.85 * 30/1.5 = 17.0 N/mm²

f_{ctm} = resistenza a trazione media = 0.30 * $f_{ck}^{2/3}$ = 2.90 N/mm²

f_{cfm} = resistenza a traz. per flessione media = 1.20 * f_{ctm} = 3.63 N/mm²

f_{ctk} = resistenza a traz. per flessione caratt. = 0.70 * f_{cfm} = 2.12 N/mm²

E_{cm} = modulo elast. tra 0 e 0.40 f_{cm} = 22000 * $(f_{cm}/10)^{0.3}$ = 33345 N/mm²

σ_c = Resistenza a compressione (Comb. Rara) = 0.6 * f_{ck} = 18.0 N/mm²

σ_c = Resistenza a compressione (Comb. Quasi Permanente) = 0.45 * f_{ck} = 13.5 N/mm²

3.2 Acciaio

3.2.1 Acciaio di armatura per c.a.

Tipo = B 450 C

γ_a = peso specifico = 78.50 kN/m³

$f_{y \text{ nom}}$ = tensione nominale di snervamento = 450 N/mm²

$f_{t \text{ nom}}$ = tensione nominale di rottura = 540 N/mm²

$f_{yk \text{ min}}$ = minima tensione caratteristica di snervamento = 450 N/mm²

$f_{tk \text{ min}}$ = minima tensione caratteristica di rottura = 540 N/mm²

$(f_t/f_y)_{k \text{ min}}$ = minimo rapporto tra i valori caratteristici = 1.15

$(f_t/f_y)_{k \text{ max}}$ = massimo rapporto tra i valori caratteristici = 1.35

$(f_y/f_{y \text{ nom}})_k$ = massimo rapporto tra i valori nominali = 1.25

$(A_{gt})_k$ = allungamento caratteristico sotto carico massimo = 7.5 %

φ_{min} = minimo diametro consentito delle barre = 6 mm

φ_{max} = massimo diametro consentito delle barre = 40 mm

E = modulo di elasticità dell'acciaio = 206000 N/mm²

α_T = coefficiente di dilatazione termica = 0.00001 °C⁻¹

4 DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'opera oggetto della presente relazione è costituita da una struttura in cemento armato interamente gettata in opera, costituente la trincea necessaria al fine di consentire il sottopasso alle linee ferroviarie interessate. Nel caso specifico, si tratta di una platea in cemento armato di spessore pari a 1.20 m e larghezza pari a 29.80 m, con pareti controterra di sostegno del terrapieno di altezza variabile e di spessore 1.1m. L'opera strutturale è caratterizzata da due tronconi uno di 41.89 metri e uno di 96.80 metri.

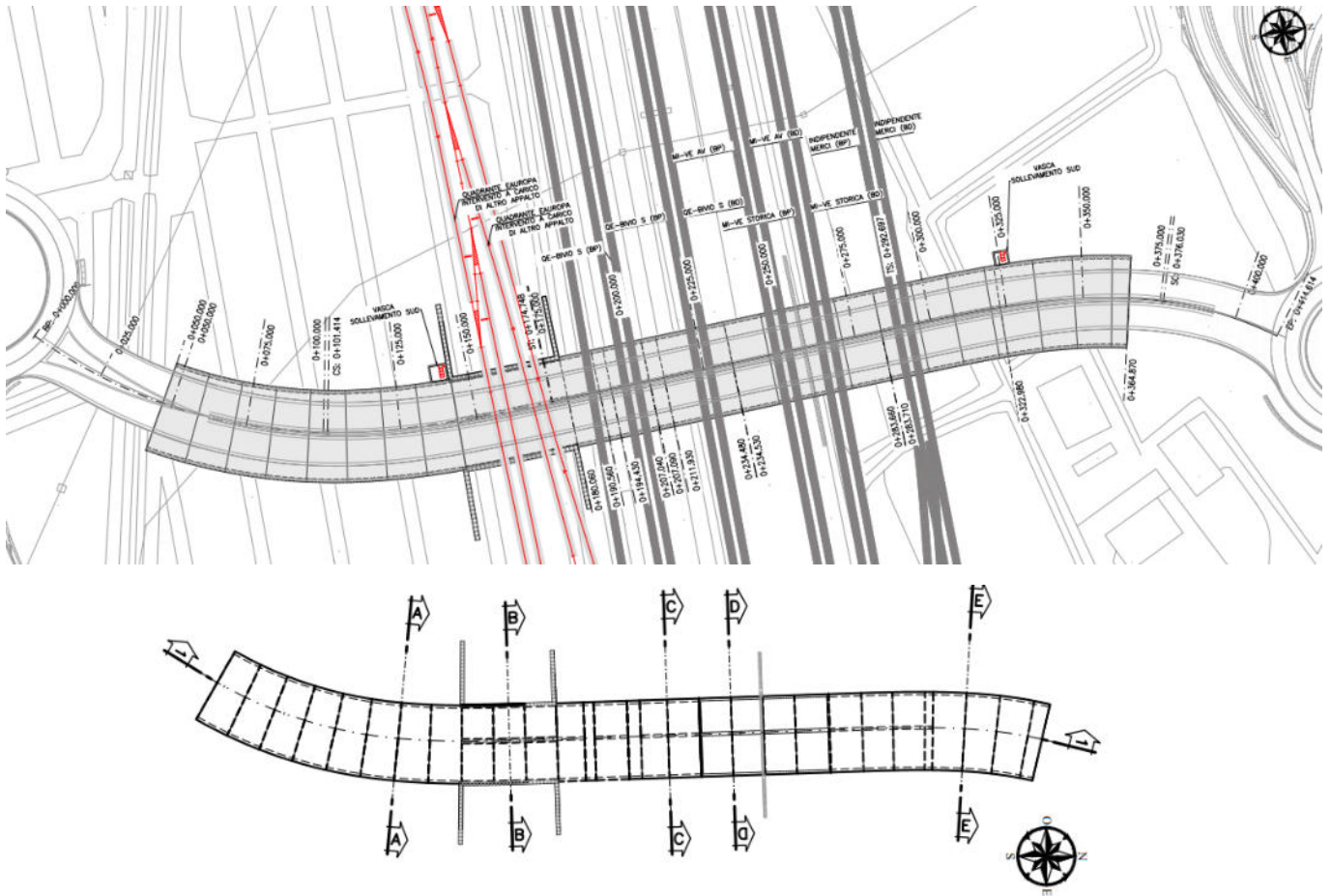


Fig. 2 – Planimetria generale

5 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Per l'inquadramento geotecnico dell'opera si riporta l'estratto dell'elaborato Relazione Geotecnica [NR1J00D29GEGE0005001A] da cui si riportano i dati geotecnici fondamentali di interesse. Tabelle contenenti la stratigrafia di progetto per l'opera in esame e i relativi parametri geotecnici di calcolo:

Modello geotecnico n° 6, dalla pk 34+600 alla pk 36+050:

Strato	Profondità da (m da p.c.)	Profondità a (m da p.c.)	Descrizione	Peso di volume γ [kN/m ³]	Tipo di terreno	Angolo di resistenza al taglio ϕ' (°)	C' (kPa)	Modulo elastico E _{op} (MPa)
1	0	5.00	Materiale rimaneggiato	19.00	MR	42.00	0.00	47.00
2	5.00	15.00	Ghiaia poligenica	19.00	GP	40.00	0.00	70.00
3	>15.00		Argilla limosa	19.00	AL	38.00	0.00	80.00

Fig. 5 – Caratteristiche meccaniche del terreno

6 MODELLO DI CALCOLO

La struttura viene schematizzata con un modello di calcolo a telaio chiuso su un letto di molle alla Winkler mediante un'analisi elastico-lineare svolta con il programma di calcolo agli elementi finiti SAP2000 v.20.1 (Computers and Structures®).

Gli elementi frame che schematizzano il telaio piano hanno una sezione rettangolare di larghezza 1.0m ed altezza pari a:

- piedritti $h = 1.10 \text{ m}$
- soletta di fondazione (Fondazione) $h = 1.20 \text{ m}$

Il modulo elastico del materiale assegnato agli elementi asta è assunto:

- Struttura in elevazione $E = 33346 \text{ N/mm}^2$: $\text{cls Rck} = 37\text{N/mm}^2$

Nelle successive figure si riporta lo schema di calcolo adottato con la numerazione dei nodi (Figura 4) .

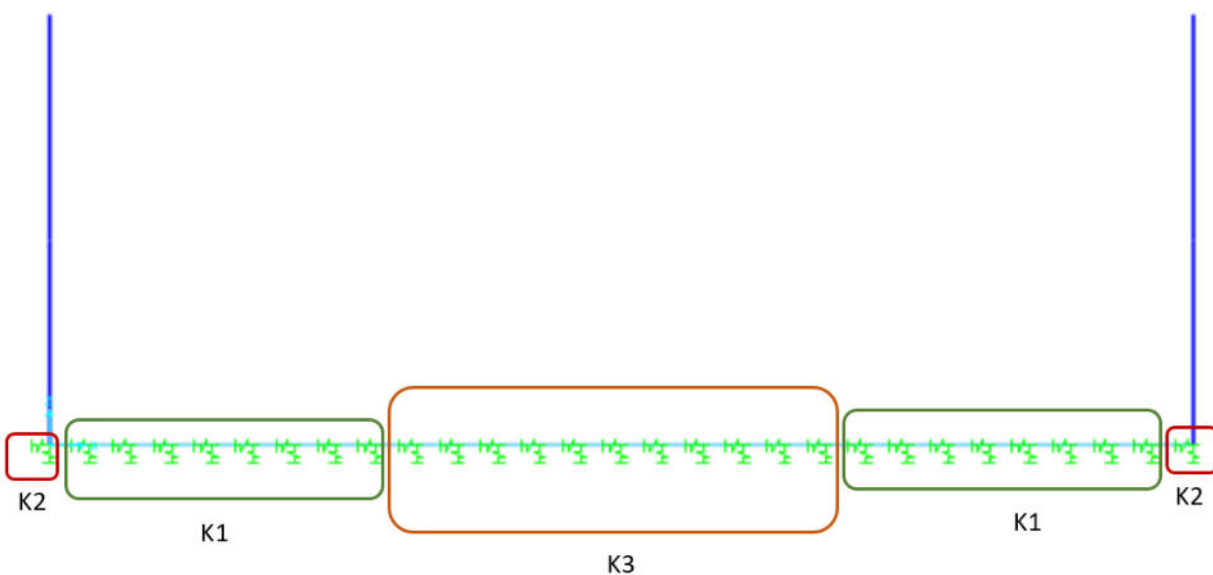


Fig. 6 - Modello di calcolo

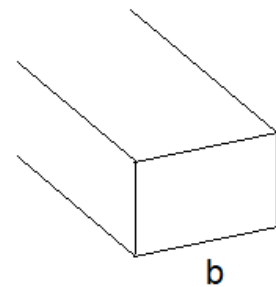
La fondazione è appoggiata su un insieme di molle elastiche che simulano la risposta del terreno di fondazione sottostante (molle alla Winkler calibrate sul modello geotecnico del terreno).

Per la modellazione del terreno si considera la trave su suolo elastico, modellata con l'utilizzo di molle alla Winkler, aventi la seguente rigidità (Vesic, 1965):

Per cui risulta:

$$K = \frac{0.65E}{1-\nu^2} \sqrt[12]{\frac{Eb^4}{(EJ)_{fond}}}$$

E= 75000 kN/mq o elastico del terreno
 ν= 0.3 coeff. di Poisson



trave di fondazione

b= 1.00 m dimensione trasversale trave
 h= 1.20 m altezza trave
 J= 0.144000 m⁴ inerzia trave
 Rck= 37 Mpa
 Ec= 34671746 kN/mq modulo di elasticità cls

K= 37757 kN/mc modulo di reazione lineare sulla trave

i	1.00m	kv		kh	
K1	37757*1.00	37757	12586		kN/m
K2-S	2*37757 *(1.1/2 +1.0/2) =	79289	26430		kN/m
K2-D	2*37757 *(1.1/2 +1.0/2) =	79289	26430		kN/m
K3	1.5*K1	56635	18878		kN/m

7 ANALISI DEI CARICHI

7.1 Peso proprio (PP)

Il peso proprio è stato considerato ponendo il peso per unità di volume del calcestruzzo armato pari a $\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$.

7.2 Sovraccarico permanente (PERM)

Sul solettone fondazione si considera uno spessore medio del massetto delle pendenze $s_b = 1.00\text{m}$ con peso per unità di volume $\gamma_b = 20.00\text{kN/m}^3$

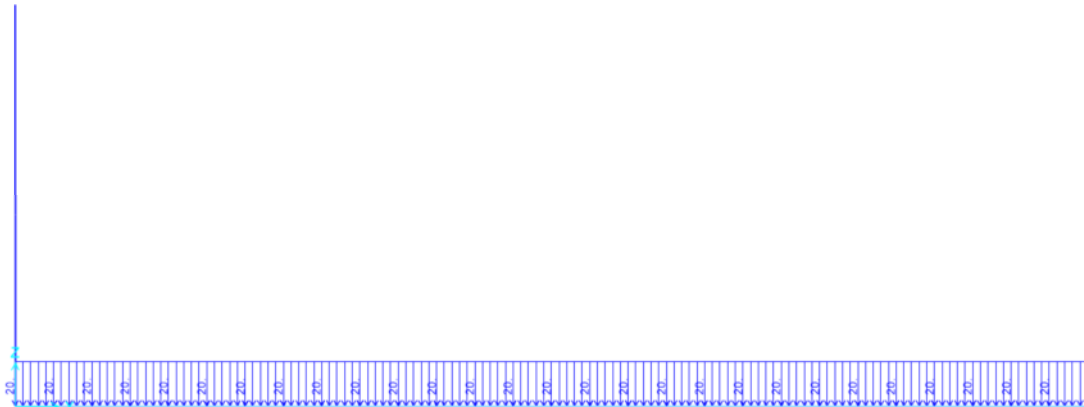


Fig. 5 - Sovraccarico permanente

7.3 Azioni sollecitanti esercitate dai carichi autoveicoli

Per il carico stradale si è applicato quanto previsto nelle Norme tecniche per le costruzioni NTC2018.

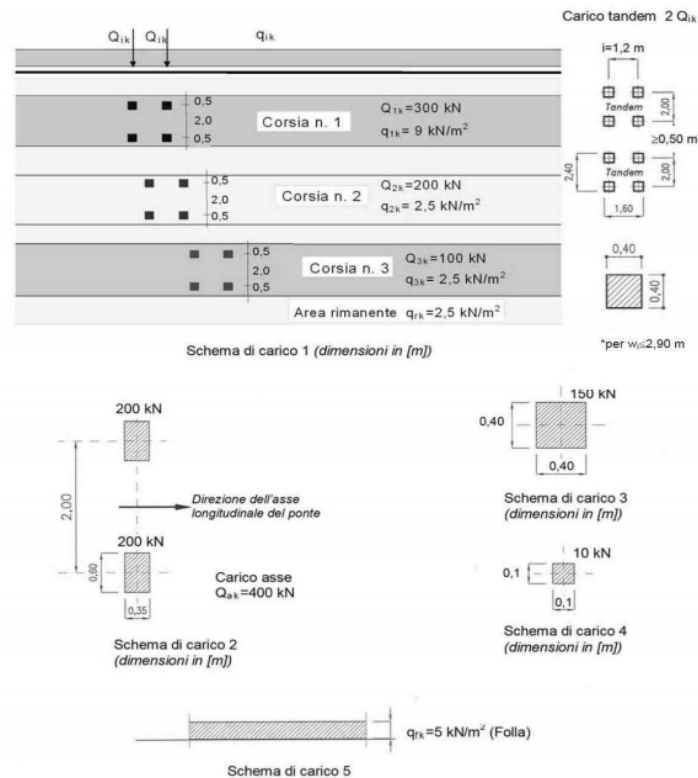


Fig. 7 – Carico stradale

I carichi concentrati mobili (carico tandem) sono ripartiti sull'impalcato mediante una diffusione a 45° in direzione longitudinale e trasversale a partire dall'estradosso della pavimentazione stradale fino alla linea d'asse della soletta.

- $q = 150 \text{ kN} / (3,5 \text{ m} \times 3,5 \text{ m}) = 12,5 \text{ kN/m}^2$ corsia 1
- $q = 100 \text{ kN} / (3,5 \text{ m} \times 3,5 \text{ m}) = 8,3 \text{ kN/m}^2$ corsia 2
- $q = 50 \text{ kN} / (3,5 \text{ m} \times 3,5 \text{ m}) = 4,2 \text{ kN/m}^2$ corsia 3

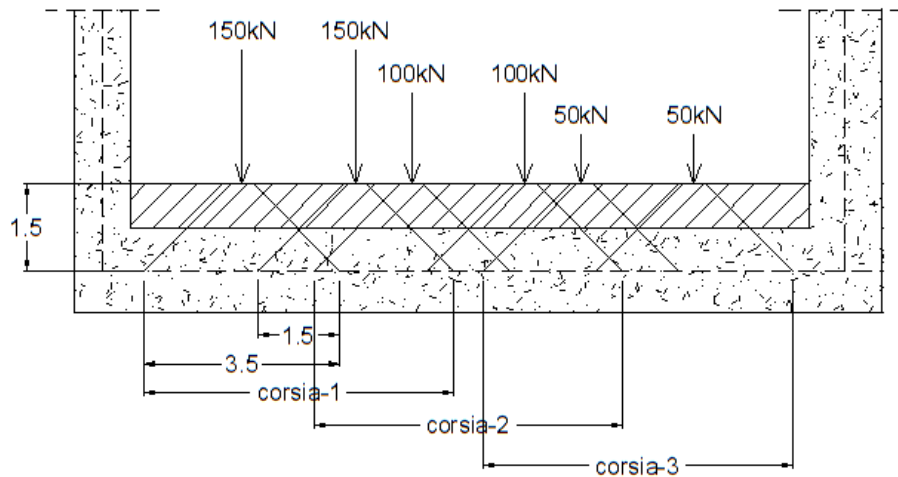


Fig. 8 – Carico stradale

Nella striscia in direzione longitudinale di 1 metro il tratto di sovrapposizione risulta pari a:

$$L_{sovr} = 1.5 \text{ m}$$

Tenendo quindi in conto la sovrapposizione longitudinale delle impronte di carico diffuse, il carico ripartito trasversalmente sull'elemento soletta risulta pari a : $Q = P / A$

$$A = 5.74 \times 3.74 = 21.47 \text{ m}^2$$

da cui:

$$Q = 300 / 21.47 = 13.97 \text{ kN/m}^2 \text{ (+ 9 kN/m}^2\text{)} \quad \text{corsia 1}$$

$$Q = 200 / 21.47 = 9.32 \text{ kN/m}^2 \text{ (+ 2.5 kN/m}^2\text{)} \quad \text{corsia 2}$$

$$Q = 100 / 21.47 = 4.66 \text{ kN/m}^2 \text{ (+ 2.5 kN/m}^2\text{)} \quad \text{corsia 3}$$

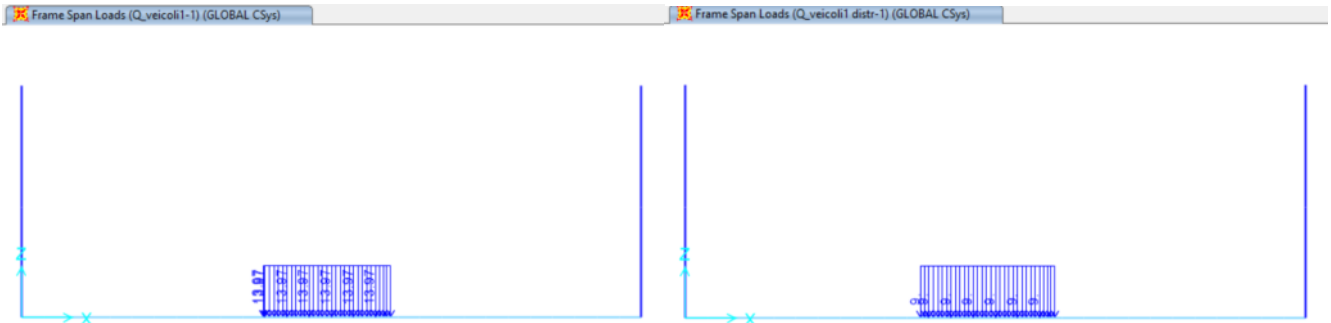


Fig. 9 – Q_veicoli1-1 - Q_veicoli1 distr-1- Carichi autoveicoli

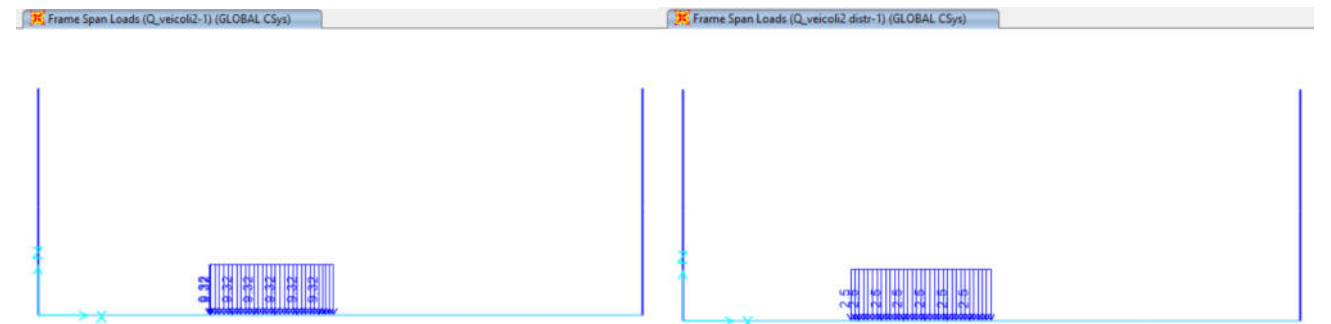


Fig. 10 – Q_veicoli2-1 - Q_veicoli2 distr-1- Carichi autoveicoli

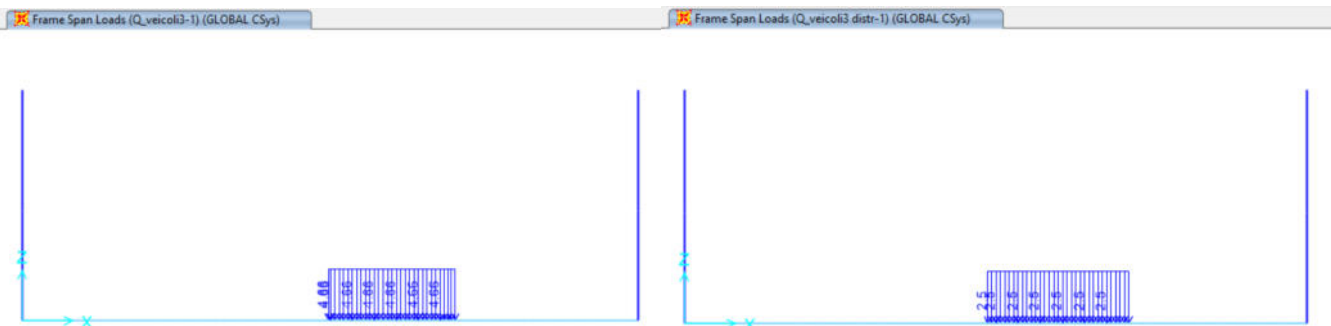


Fig. 11 – Q_veicoli3-1 - Q_veicoli3 distr-1- Carichi autoveicoli

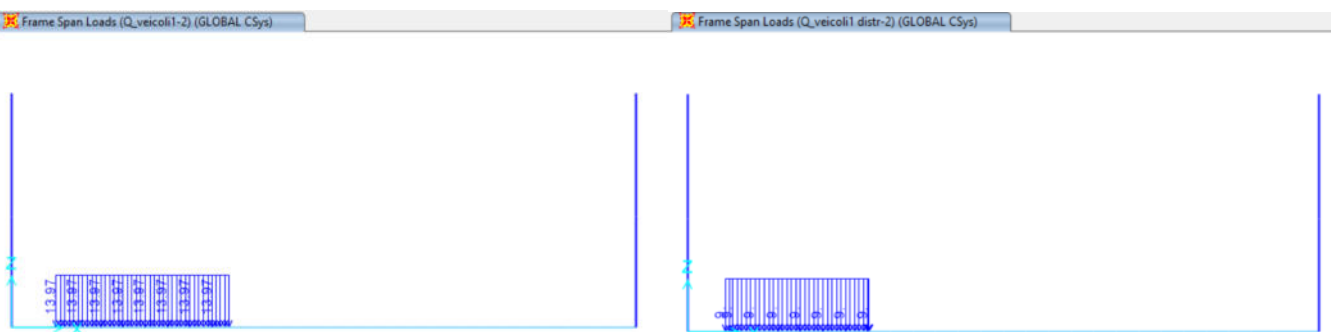


Fig. 12 – Q_veicoli1-2 - Q_veicoli1 distr-2- Carichi autoveicoli

Frame Span Loads (Q_veicoli2-2) (GLOBAL CSys) Frame Span Loads (Q_veicoli2 distr-2) (GLOBAL CSys)

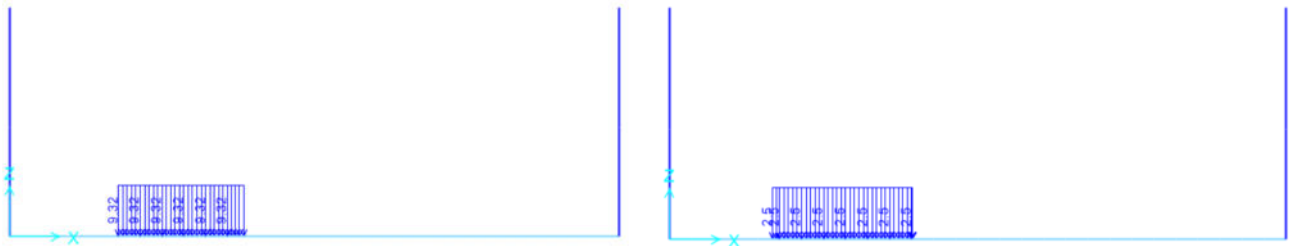


Fig. 13 – Q_veicoli2-2 - Q_veicoli2 distr-2- Carichi autoveicoli

Frame Span Loads (Q_veicoli3-2) (GLOBAL CSys) Frame Span Loads (Q_veicoli3 distr-2) (GLOBAL CSys)

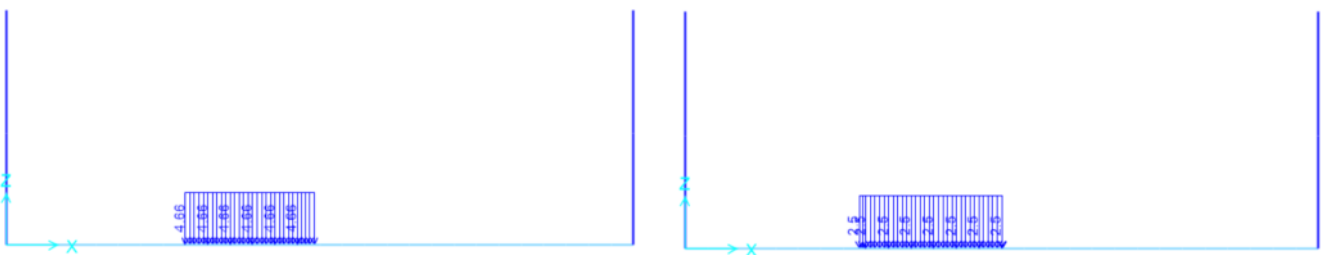


Fig. 14 – Q_veicoli3-2 - Q_veicoli3 distr-2- Carichi autoveicoli

Frame Span Loads (Pedestrian) (GLOBAL CSys)

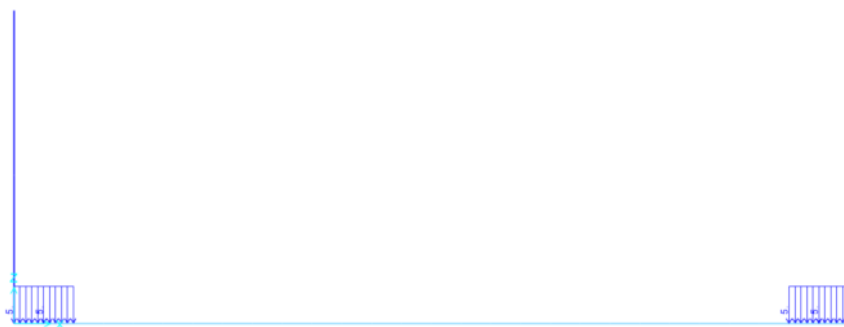


Fig. 15 – Folla

7.4 Permanenti portati: spinta del terreno (Spinta Sinistro / Soletto)

Le spinte del terreno di rinfiaccio vengono calcolate assumendo alternativamente uno scenario di spinta non equilibrata sui due piedritti con spinta a riposo sul piedritto destro e spinta a riposo ridotta a 0.80 sul piedritto sinistro. Il caso opposto non viene considerato a causa della natura simmetrica della struttura.

I caratteristici del riempimento usato sono:

- peso di volume $\gamma = 19 \text{ kN/mc}$;
- angolo di attrito $\phi' = 38^\circ$;
- coesione efficace $c' = 0$

$$K0 = 1 - \frac{\sin \phi}{1 + \sin \phi} = 1 - \frac{\sin(38^\circ)}{1 + \sin(38^\circ)} = 0.384$$

$$\text{Spinta sinistra e soletta in asse sol. inf. } P1 = H1 * K0 * \gamma = 0.70\text{m} * 0.384 * 19\text{kN/m}^3 = 5.11 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Spinta sinistra e soletta in asse sol. inf. } P2 = H2 * K0 * \gamma = 10.50\text{m} * 0.384 * 19\text{kN/m}^3 = 85.072 \text{ kN/m}^2$$

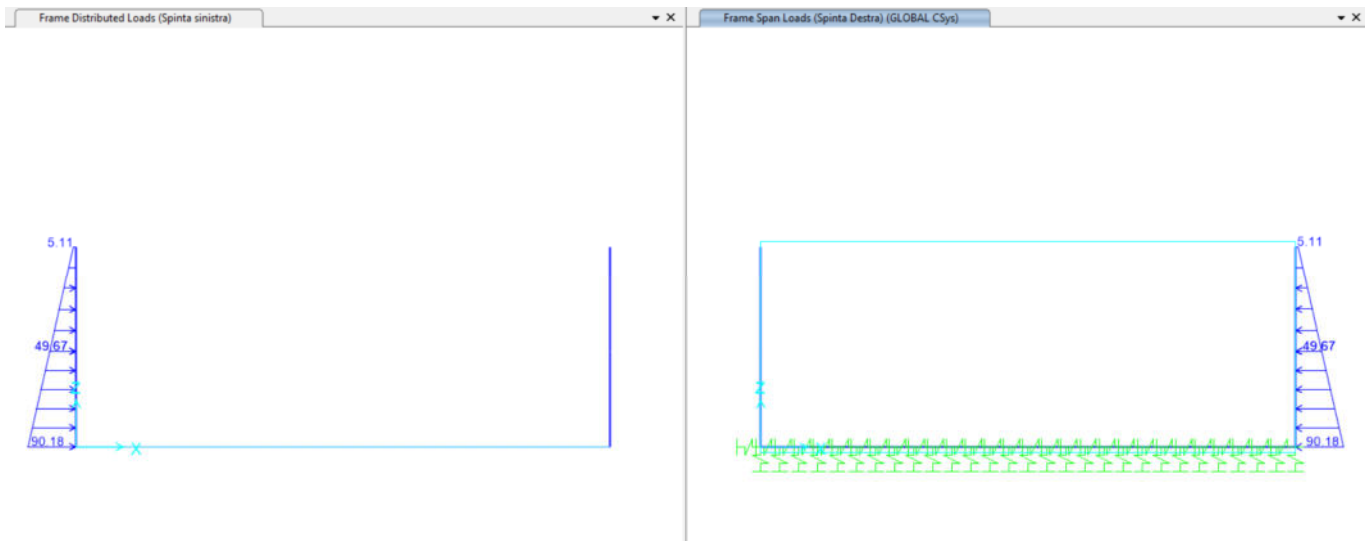


Fig. 16 – Spinta Sinistro e – Spinta Destra

7.5 Azioni sismiche

In condizioni sismiche, il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative allo Stato Limite di Danno;
- nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le verifiche relative allo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; nel caso di specie per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

Per la definizione dell'azione sismica si assumono i seguenti parametri di base:

- Categoria di suolo: B
- Categoria topografica: T1
- Vita nominale: VN = 75 anni; (tab 2.4.1);
- Classe d'uso : IV;
- Coeff. d'uso: $c_u = 2.0$
- Periodo di riferimento per l'azione sismica: VR = VN x c_u = 150 anni

I parametri che definiscono l'azione sismica, calcolati mediante il documento excel Spettri-NTC.ver.1.0.3.xls fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, vengono di seguito riportati:

Individuazione della pericolosità sismica del sito

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

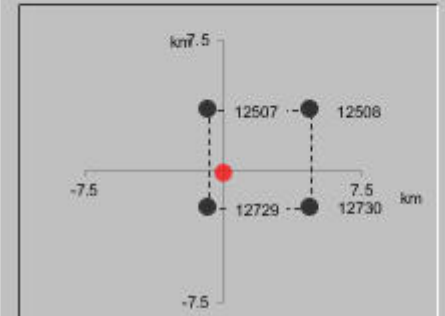
Grafici spettri di risposta ▶

Variabilità dei parametri ▶

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri ▶

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta



Interpolazione

La "Ricerca per comune" utilizza le ... coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che ... all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Scelta della strategia di progettazione

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

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

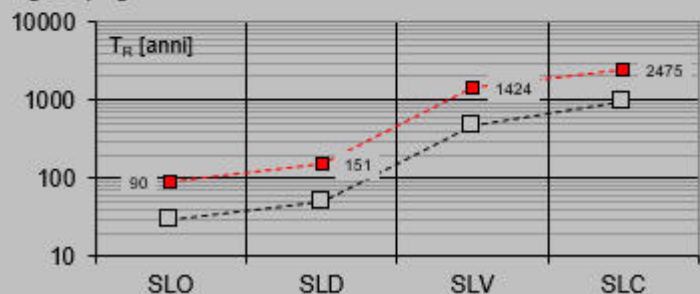
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	{	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="90"/>
		SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="151"/>
Stati limite ultimi - SLU	{	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1424"/>
		SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2475"/>

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
-■..... Strategia scelta

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Determinazione dell'azione di progetto SLV

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica

Categoria di sottosuolo **B** info

$S_s =$ 1.173

$C_c =$ 1.415 info

Categoria topografica **T1** info

$h/H =$ 1.000

$S_T =$ 1.000 info

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

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%) 5

$\eta =$ 1.000 info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_0 1

Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale

Spettro di progetto




Fattore q 1

$\eta = 1/q =$ 1.000 info

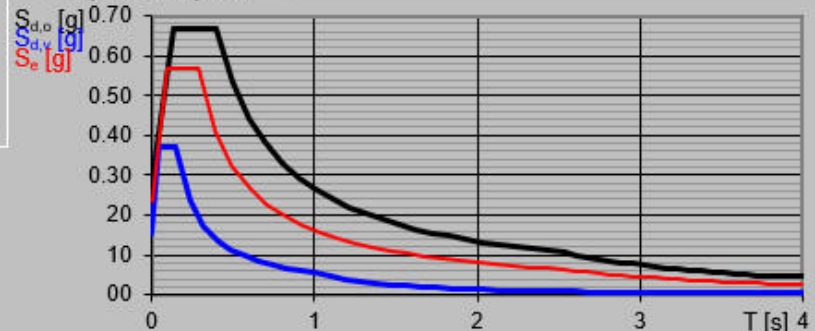
Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

-  Spettro di progetto - componente orizzontale
-  Spettro di progetto - componente verticale
-  Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

Spettri di risposta



INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

7.5.1 Carichi Sismici

Sisma orizzontale					
Stato limite		Salvaguardia della vita - SLU -	SLV		
Vita nominale	Vr		75.00	anni	
Classe d'uso	Cu		2.00		
accelerazione orizzontale	a _g /g		0.23		
amplificazione spettrale	F _o		2.43		
Categoria sottosuolo		A, B, C, D, E	B		
Coeff. Amplificazione stratigrafica	S _s		1.17		
Coeff. Amplificazione topografica	S _t		1.00		
Coefficiente S	S	= S _s · S _t	1.173		
accelerazione orizzontale max	a _{max} /g	= a _g /g · S	0.273		
Fattore di struttura	q		1.00		
Coefficiente β _m	β _m	Dal NTC2018, 7.11.6.2.1	1.00		
Coeff. sismico orizzontale	k _h	= β _m x (a _{max} /g)	0.273		
Coeff. sismico verticale	k _v	= ±0.5 · k _h	0.137		
Forza orizz. sui piedritti di struttura Tipo A	F _{Hp1}	= β _m (a _{max} /g) · Sp · γ /H= 0.2178*14.275*25/10.50=	15.72	kN/m ²	
Forza orizz. sui piedritti di struttura Tipo A	F _{Hp1}	= β _m (a _{max} /g) · Sp · γ /H= 0.2178*14.275*25/10.50=	15.72	kN/m ²	
Spinta del terreno in fase sismica (Condizione SP5DX)					
Struttura Tipo A					
Risultante della spinta sismica	ΔS _{E1}	= β _m (a _{max} /g) · γ · H ² = 1 · 0.2178 · 19 · 10.50 ²	639.8	kN/m	
Risultante della spinta sismica	ΔS _{E2}	= β _m (a _{max} /g) · γ · H ² = 1 · 0.2178 · 19 · 10.50 ²	639.8	kN/m	
Pressione uniforme, risultante dalla spinta sismica	Δp _{E1}	= ΔSE / (H - dfond/2) = 509.95 / 10.50	60.93	kN/m ²	
Pressione uniforme, risultante dalla spinta sismica	Δp _{E1}	= ΔSE / (H - dfond/2) = 509.95 / 10.50	60.93	kN/m ²	
Sisma orizzontale +	→	Sinistra	76.65	kN/m ²	
	→	Destra	15.72	kN/m ²	
Sisma orizzontale -	←	Sinistra	76.65	kN/m ²	
	←	Destra	15.72	kN/m ²	

Le forze d'inerzia orizzontali relative allo SLV sono applicate come un carico fh uniformemente distribuito lungo lo sviluppo dell'elemento agente da sinistra verso destra.

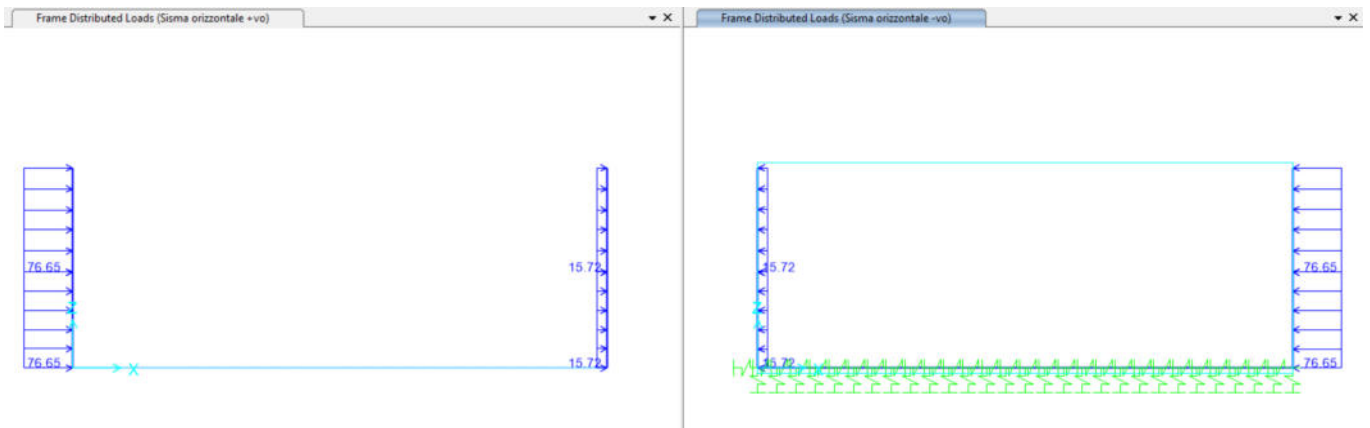


Fig. 17 – Sisma Orizzontale +vo / Sisma Orizzontale -vo

7.6 Azioni centrifuga

Nei ponti con asse curvo di raggio R (in metri) l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta convenzionalmente come indicato in Tab. 5.1.III (NTC 2018), essendo $Q_v = \sum_i 2Q_{ik}$ il carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agenti sul ponte.

Il carico concentrato q_4 , applicato a livello della pavimentazione, agisce in direzione normale all'asse del ponte.

$$q_4 = 0.2 Q_v, \text{ quando } R < 200 \text{ m (corsie simultanee).}$$

Si assume che le azioni concentrate si ripartiscono con un angolo di diffusione totale di $2 \times 45^\circ$. Si considera lo scenario peggiore in cui le azioni maggiore entità agiscono sull'area di diffusione minima (triangolare), valutato ipotizzando una forza di $Q_{fr,i}/A_{fr,i}$, come rappresentato nella figura sottostante.

$$\text{dove } i=1; 2; 3; Q_{fr,i} = 0.2 Q_v; A_{fr,i} = B_i^2/4;$$

$$Q_{fr,1} = 0.2 Q_{v1} = 120 \text{ KN}; Q_{fr,2} = 0.2 Q_{v2} = 80 \text{ KN}; Q_{fr,3} = 0.2 Q_{v4} = 40 \text{ KN}$$

Si applica una forza uniformemente ripartita sulla soletta di copertura pari a

$q_4 = \sum Q_{fr,i}/A_{fr,i} = 16 \text{ kN/m'}$ (per 1 m in direzione longitudinale della rampa) e un momento di trasporto in asse soletta di $m_y = 16 * 0.30 = 9.60 \text{ kNm/m'}$.

8 CARICHI ORIZZONTALI SU RINGHIERE O PARAPETTI SULLA TESTA DEI MURI

8.1.1 Carico orizzontale dei pedoni

Nel caso in cui venga considerata una folla di pedoni che provoca una forza orizzontale sulla rete protettiva si adotta il maggiore tra i valori previsti seconda NTC08:

- al punto 3.1.4 delle NTC08 secondo tabella dei carichi 3.1.II per la categoria F per i parapetti o partizioni nelle zone pedonali carico di 1.00 kN/m ad un'altezza di 120cm dal piano calpestio;
- al punto 5.1.3.10 delle NTC08 carico di 1.50 kN/m ad un'altezza di 110cm dal piano calpestio.
- le barriere acustiche carico di 0.75kN/m² ad un'altezza di 750cm dal piano calpestio

8.1.2 Carico del vento

Si determina sotto la pressione del vento di progetto ponendosi nel comune di Nodo di Verona in un territorio privo di ostacoli e considerando un tempo di ritorno dell'azione ambientale di $T_R=100$ anni

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO

1) Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	25	1000	0.01
a_s (altitudine sul livello del mare [m])		90	
T_R (Tempo di ritorno)		100	
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$ $v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
v_b ($T_R = 50$ [m/s])		25.000	
$\alpha_R (T_R)$		1.03924	
$v_b (T_R) = v_b \times \alpha_R$ [m/s]		25.981	



p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$
 q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
 c_e (coefficiente di esposizione)
 c_p (coefficiente di forma)
 c_d (coefficiente dinamico)

Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

q_b [N/mq]	421.88
--------------	--------

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

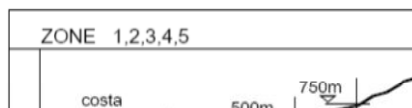
Coefficiente dinamico

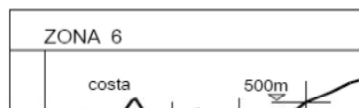
Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Coefficiente di esposizione
Classe di rugosità del terreno

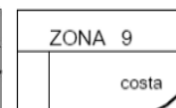
C) Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
						
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

ZONA 6					
					
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
			
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

ZONA 9		
		
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

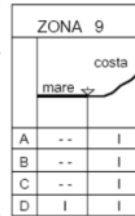
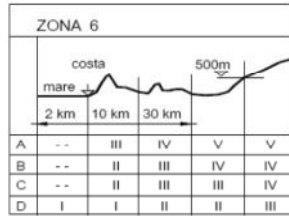
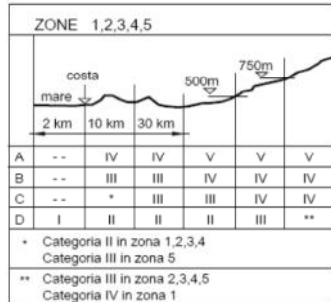
Zona	Classe di rugosità	a_s [m]
1	C	90

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

Cat. Esposiz.	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]	c_t
II	0.19	0.05	4	1

Categoria di esposizione



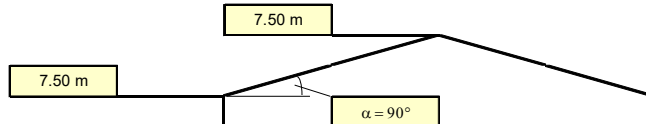
Zona	Classe di rugosità	a_s [m]
1	C	90

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Cat. Esposiz.	k_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]	c_t
II	0.19	0.05	4	1

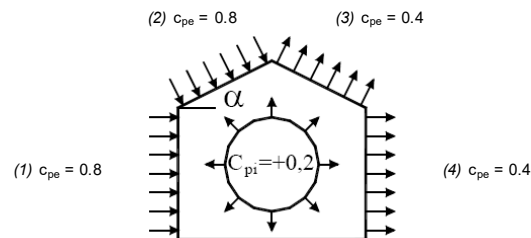
z [m]	c_e
$z \leq 4$	1.801
$z = 7.5$	2.173
$z = 7.5$	2.173



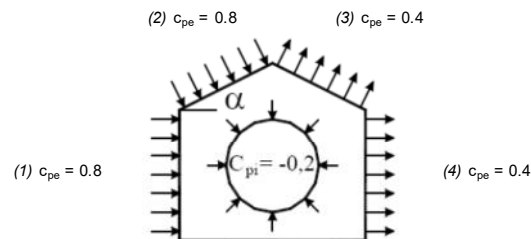
Coefficiente di forma (Edificio aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale)

Strutture non stagne

(1)	c_p	p [kN/mq]
	0.60	0.550
(2)	c_p	p [kN/mq]
	0.60	0.550
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0.60	0.550
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0.60	0.550

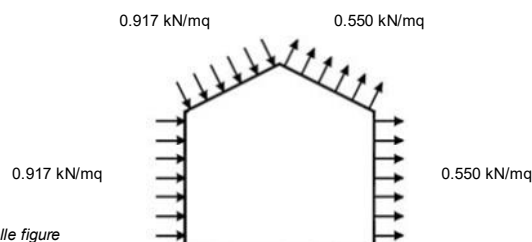


(1)	c_p	p [kN/mq]
	1.00	0.917
(2)	c_p	p [kN/mq]
	1.00	0.917
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0.20	0.183
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0.20	0.183



Combinazione più sfavorevole:

	p [kN/mq]
(1)	0.917
(2)	0.917
(3)	0.550
(4)	0.550



N.B. Se p (o c_{pe}) è > 0 il verso è concorde con le frecce delle figure

Tabella 8.1 – Calcolo della pressione del vento.

	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST					
	RELAZIONE DI CALCOLO MURI A U DI SOSTEGNO DELLA RAMPA NORD E SUD	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO SL 02 00 005	REV. A

Per il solo calcolo del coefficiente di pressione c_p si devono distinguere 2 situazioni:

- vento applicato al muro in cemento armato (porosità 0%, coefficiente di solidità $\phi=100\%$) a cui corrisponde il coefficiente di pressione $c_p = 2.1$ (valore cautelativo per pareti libere e parapetti quali muri di linea che garantiscono una collaborazione longitudinale, secondo CNR-DT 207/2008 e UNI EN 1991-4:2005) a cui corrisponde una pressione pari a:

$$q_{\text{parete,k}} = 2.1 \times 0.92 = 1.93 \text{ kN/mq};$$

- vento applicato alla rete protettiva/ringhiera di sommità (ove presente); in questo caso, assumendo un coefficiente di solidità (rapporto tra area piena e area lorda) pari a $\phi=40\%$ si ottiene un coefficiente di pressione pari a $c_p = 1.6$ (coerentemente con quanto riportato in C3.3.10.4.1 della Circolare applicativa delle NTC2008 ,ma anche in CNR-DT 207/2008 e UNI EN 1991-4:2005) a cui corrisponde una pressione pari a:

$$q_{\text{rete,k}} = 1.6 \times 0.92 = 1.47 \text{ kN/mq (da applicarsi solo sulla superficie netta di rete protettiva } = 0.40A_{\text{lorda}}).$$

8.1.3 Concomitanza delle azioni aerodinamiche / vento / pedoni

Per quanto riguarda l'eventuale presenza della rete protettiva (o ringhiera), come indicato nelle NTC2018 l'azione aerodinamica connessa al passaggio dei convogli ferroviari deve essere sempre considerata concomitante con l'azione del vento (con i rispettivi coefficienti di partecipazione), ma non con il carico orizzontale connesso alla presenza dei pedoni.

La somma dei valori caratteristici dell'azione del vento e dell'azione aerodinamica porta ad ottenere un valore caratteristico da applicare all'area lorda di rete protettiva/ringhiera (assumendo $\phi=40\%$) pari a:

$$q_{h,k} = 0.40 (q_{1,k} + q_{\text{rete,k}}) = 0.40 \times 1.87 = 0.75 \text{ kN/mq (mq di area lorda).}$$

$$P_{h,k} = 0.75 \times h = 0.75 \times 7.5 = 5.6 \text{ kN}$$

$$M_{h,k} = P_{h,k} \times h/2 = 5.6 \text{ kN} \times 7.5/2 = 21 \text{ kN.m}$$

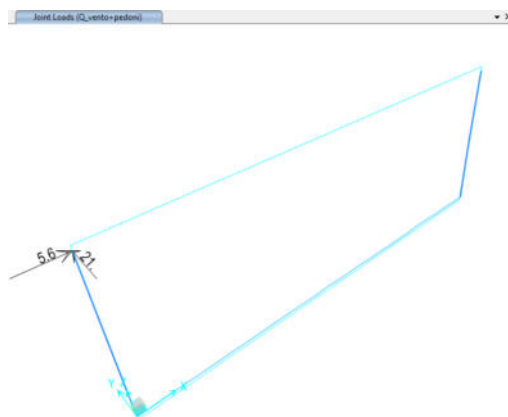


Fig. 20 – $Q_{\text{vento+pedoni}}$: Forza e momenti



LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA
LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA
NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST

RELAZIONE DI CALCOLO MURI A U DI SOSTEGNO
DELLA RAMPA NORD E SUD

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	SL 02 00 005	A	32 di 51

9 VERIFICA AL MARTELLAMENTO

Tutte le strutture che costituiscono la galleria artificiale sono posizionate in continuità tra le parti. Il giunto strutturale presente tra i singoli tratti è un giunto necessario per consentire il ritiro della struttura ma non permette spostamenti relativi tra le due strutture contigue. Di fatto tale giunto garantisce per i due tratti un comportamento indipendente solo trasversalmente. Dal punto di vista longitudinale, infatti, vista l'enorme rigidezza strutturale in tale direzione, gli spostamenti relativi possono essere trascurati.

Per tali ragioni le verifiche al martellamento possono ritenersi soddisfatte.

10 VERIFICHE SLD E SLO

Con riferimento alle verifiche allo Stato Limite di Danno ed allo Stato Limite di Operatività (SLD e SLO) si mette in evidenza che sono verifiche di deformabilità relativa (verifiche sugli spostamenti relativi di interpiano). Nel caso in esame, le strutture sono interamente interrate e in caso di sisma subiscono un moto traslazionale di tipo rigido, con spostamenti di interpiano quindi trascurabili. Pertanto, le verifiche SLD e SLO non sono significative e non vengono riportate e si ritengono implicitamente verificate.

11 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto nei capitoli 2 e 5 del DM 17/01/2018.

Gli stati limite ultimi analizzati si riferiscono al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera ed allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno.

Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche della fondazione possono essere condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1", utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.1.V delle NTC per i parametri geotecnici e le azioni.

- combinazione 1 → (A1+M1+R1) → generalmente dimensionante per STR
- combinazione 2 → (A2+M2+R2) → generalmente dimensionante per GEO (carico limite)

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{r1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{r2}, \gamma_{r3}, \gamma_{r4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Fig. 21 – Estretto NTC2018
Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	–	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Per le opere di luce maggiore di 300 m è possibile modificare i coefficienti indicati in tabella previa autorizzazione del Servizio tecnico centrale del Consiglio superiore dei lavori pubblici, sentito lo stesso Consiglio.

Fig. 22 – Estretto NTC2018

Tab. 5.2.III - Carichi mobili in funzione del numero di binari presenti sul ponte

Numero di binari	Binari Carichi	Traffico normale		Traffico pesante ⁽²⁾
		caso a ⁽¹⁾	caso b ⁽¹⁾	
1	Primo	1,0 (LM 71 ⁺ SW/0)	-	1,0 SW/2
2	Primo	1,0 (LM 71 ⁺ SW/0)	-	1,0 SW/2
	secondo	1,0 (LM 71 ⁺ SW/0)	-	1,0 (LM 71 ⁺ SW/0)
≥3	Primo	1,0 (LM 71 ⁺ SW/0)	0,75 (LM 71 ⁺ SW/0)	1,0 SW/2
	secondo	1,0 (LM 71 ⁺ SW/0)	0,75 (LM 71 ⁺ SW/0)	1,0 (LM 71 ⁺ SW/0)
	Altri	-	0,75 (LM 71 ⁺ SW/0)	-

⁽¹⁾ LM71⁺ SW/0 significa considerare il più sfavorevole fra i treni LM 71, SW/0

⁽²⁾ Salvo i casi in cui sia esplicitamente escluso

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γG1	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γG2	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γB	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γQ	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γQi	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γP	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γCed	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

Tab. 5.2.VII - Ulteriori coefficienti di combinazione ψ delle azioni

Azioni	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Treno di carico LM 71	0,80 ⁽²⁾	⁽¹⁾	0,0
Treno di carico SW /0	0,80 ⁽²⁾	0,80	0,0
Treno di carico SW/2	0,00 ⁽²⁾	0,80	0,0
Treno scarico	1,00 ⁽²⁾	-	-
Centrifuga	⁽²⁾ ⁽³⁾	⁽²⁾	⁽²⁾
Azione laterale (serpeggio)	1,00 ⁽²⁾	0,80	0,0

⁽¹⁾ 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

⁽²⁾ Si usano gli stessi coefficienti ψ adottati per i carichi che provocano dette azioni.

⁽³⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{STR}) \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d = \Phi_k)$$

$$\text{GEO}) \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\text{spinte } \Phi_d = \tan^{-1}(\tan \Phi_k / \gamma_\Phi))$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Rara}) \Rightarrow G1 + G2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \quad \text{controllo tensioni cls / acc}$$

$$\text{Frequente}) \Rightarrow G1 + G2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad \text{controllo apertura fessure}$$

$$\text{Quasi permanente}) \Rightarrow G1 + G2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad \text{controllo tensioni cls}$$

Per la condizione sismica, le combinazioni per gli stati limite da prendere in considerazione sono le seguenti:

$$\text{STR}) \Rightarrow E + G1 + G2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d = \Phi_k)$$

$$\text{GEO}) \Rightarrow E + G1 + G2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\text{spinte } \Phi_d = \tan^{-1}(\tan \Phi_k / \gamma_\Phi))$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G1 + G2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

I valori del coefficiente ψ_{2i} sono quelli riportati nella tabella 2.5.I della norma; la stessa propone nel caso di ponti, di assumere per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_{2i} = 0.2$ solo quando rilevanti.

Nel caso in esame si è posto $\psi_2 = 0$.

Le condizioni elementari di carico, riportate nella tabella sottostante, sono state combinate in modo da determinare gli effetti più gravosi per la struttura.

G1_DEAD	Dead
Perm	Dead
Spinta destra	Super Dead
Spinta sinistra	Super Dead
Q_veicoli1-1	Live
Q_veicoli2-1	Live
Q_veicoli3-1	Live
Q_veicoli1 distr-1	Live
Q_veicoli2 distr-1	Live
Q_veicoli3 distr-1	Live
Q_veicoli1-2	Live
Q_veicoli2-2	Live
Q_veicoli3-2	Live
Q_veicoli1 distr-2	Live
Q_veicoli2 distr-2	Live
Q_veicoli3 distr-2	Live
Q_vento+pedoni	Live
Folla	Live
Fcentr	Live
Sisma orizzontale +vo	Quake
Sisma orizzontale -vo	Quake

Q_veicoli1-1	LM-1
Q_veicoli2-1	
Q_veicoli3-1	
Q_veicoli1 distr-1	
Q_veicoli2 distr-1	
Q_veicoli3 distr-1	
Q_veicoli1-2	LM-2
Q_veicoli2-2	
Q_veicoli3-2	
Q_veicoli1 distr-2	
Q_veicoli2 distr-2	
Q_veicoli3 distr-2	

Tabella 2 - Condizioni elementari di carico definite nel modello di calcolo

Load Name	SLE	
	SLE-1	SLE-2
Dead	1.00	1.00
Spinta Destra	1.00	1.00
Spinta Sinistra	1.00	1.00
LM-1	1.00	0.00
LM-2	0.00	1.00
fcentr	1.00	1.00
Folla	1.00	1.00
Q_vento+pedoni	1.00	1.00
Perm	1.00	1.00
Sisma orizzontale +vo	0.00	0.00
Sisma orizzontale -vo	0.00	0.00

Tabella 3 - Coefficienti di combinazione

Load Name	SLU					
	SLU-1	SLU-2	SLU-3	SLU-4	SLU-5 GEO	SLU-6 GEO
Dead	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00
Spinta Destra	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
Spinta Sinistra	1.00	1.00	1.35	1.35	1.00	1.00
LM-1	1.50	0.00	1.50	0.00	1.15	0.00
LM-2	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	1.15
fcentr	1.50	1.50	1.50	1.50	1.15	1.15
Folla	1.50	1.50	1.50	1.50	1.15	1.15
Q_vento+pedoni	1.50	1.50	1.50	1.50	1.15	1.15
Perm	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00
Sisma orizzontale +vo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma orizzontale -vo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabella 4 - Coefficienti di combinazione

Load Name	SLV			
	STR-1	STR-2	STR-3	STR-4
Dead	1.00	1.00	1.00	1.00
Spinta Destra	1.00	1.00	1.00	1.00
Spinta Sinistra	1.00	1.00	1.00	1.00
LM-1	0.00	0.20	0.00	0.20
LM-2	0.20	0.00	0.20	0.00
fcentr	0.20	0.20	0.20	0.20
Folla	0.20	0.20	0.20	0.20
Q_vento+pedoni	0.20	0.20	0.20	0.20
Perm	1.00	1.00	1.00	1.00
Sisma orizzontale +vo	1.00	1.00	0.30	0.30
Sisma orizzontale -vo	0.30	0.30	1.00	1.00

Tabella 5 - Coefficienti di combinazione

Si riportano nel paragrafo 11 i coefficienti parziali utilizzati nelle combinazioni agli SLU, agli SLE ed agli SLV e sisma, relativamente scelti in accordo con le tabelle 5.1.IV, 5.1.V, 5.1.VI delle NTC2018 e MdP RFI 2016.

Nelle analisi strutturali si sono considerate due configurazioni della struttura: 1) stato finale di progetto (struttura carica, con ballast, binario, ricoprimento, pacimentazione stradale, e finiture, soggetta a carichi stradali e ferroviari); 2) combinazione dei carichi della struttura "vuota" (priva di carichi ferroviari e permanenti non strutturali interni, soggetta ai soli carichi superiori di traffico) rappresentativa dello stato in fase di manutenzione.

	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST					
	RELAZIONE DI CALCOLO MURI A U DI SOSTEGNO DELLA RAMPA NORD E SUD	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO SL 02 00 005	REV. A

12 RISULTATI DELLE ANALISI

Le verifiche sono state condotte con riferimento alle seguenti sezioni significative.

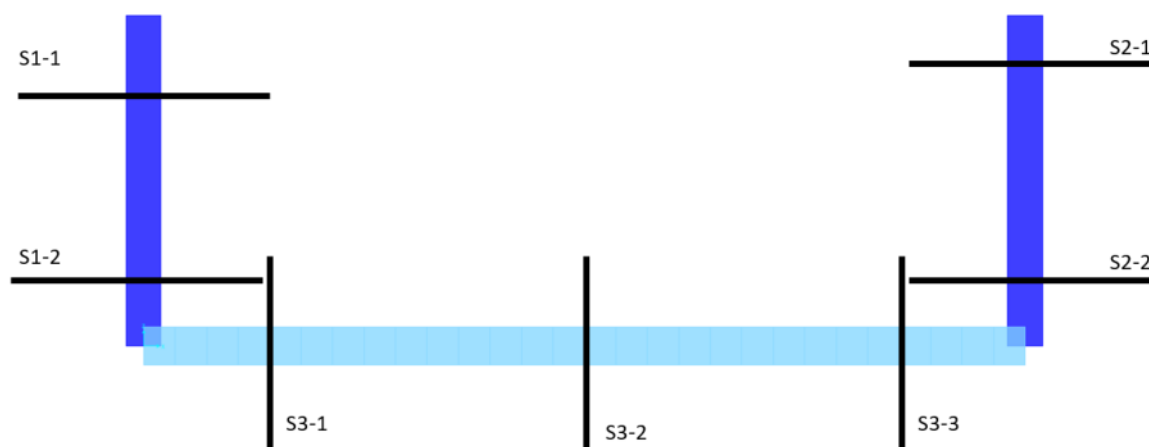


Fig. 23 – Sezioni di verifica

Si riportano di seguito una sintesi dei risultati delle analisi espressi in forma tabellare delle sollecitazioni lungo gli elementi.

La convenzione adottata per i segni delle sollecitazioni prevede che

$N < 0$ compressione

$M > 0$ fibre tese sul lato interno allo scatolare

Le unità di misura adottate sono

Momenti kNm

Forze kN

RELAZIONE DI CALCOLO MURI A U DI SOSTEGNO DELLA RAMPA NORD E SUD

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	SL 02 00 005	A	41 di 51

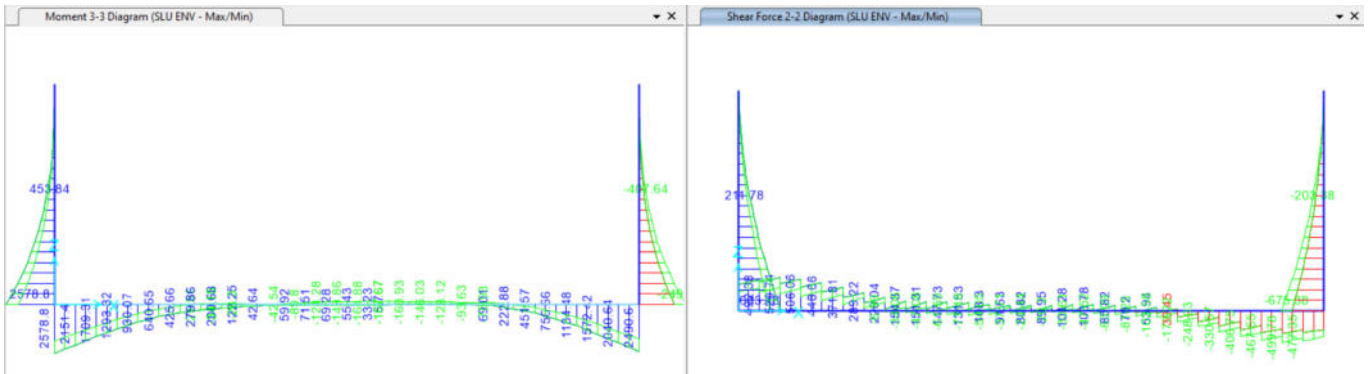


Fig. 24 – Involuppo SLU_Static – Momenti Flettenti/ Sforzo di taglio

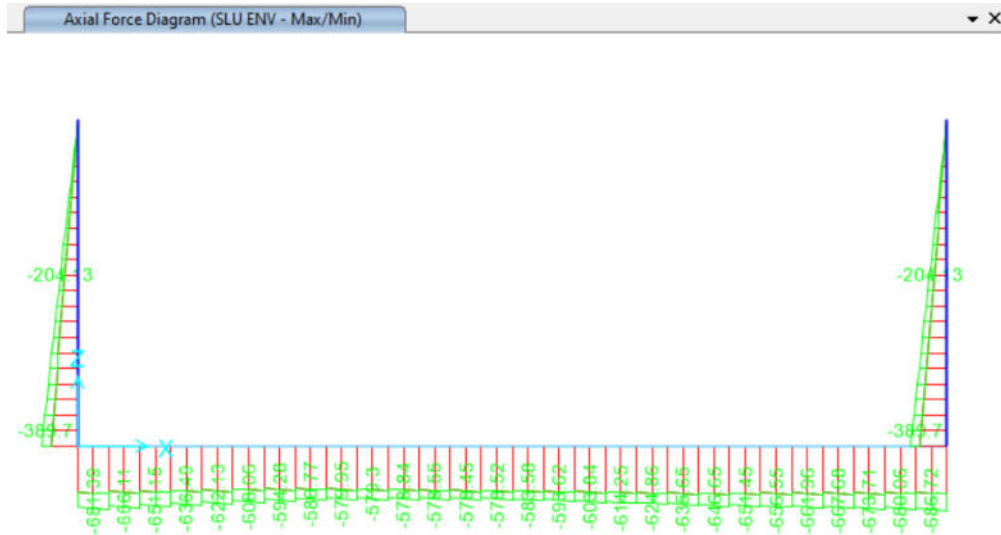


Fig. 25 – Involuppo SLU_Static – Sforzo Normale

RELAZIONE DI CALCOLO MURI A U DI SOSTEGNO
DELLA RAMPA NORD E SUD

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	SL 02 00 005	A	42 di 51

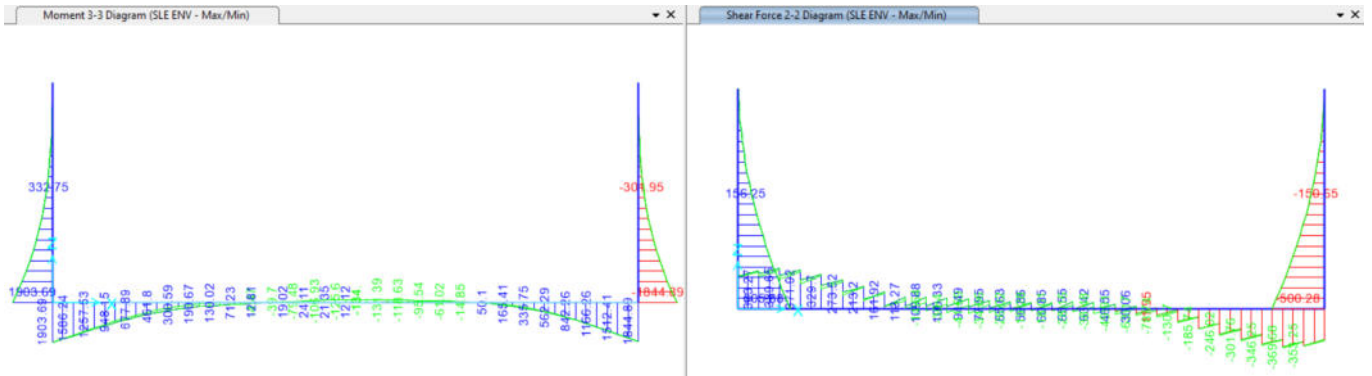


Fig. 26 – Involuppo SLE – *Momenti Flettenti/ Sforzo di taglio*

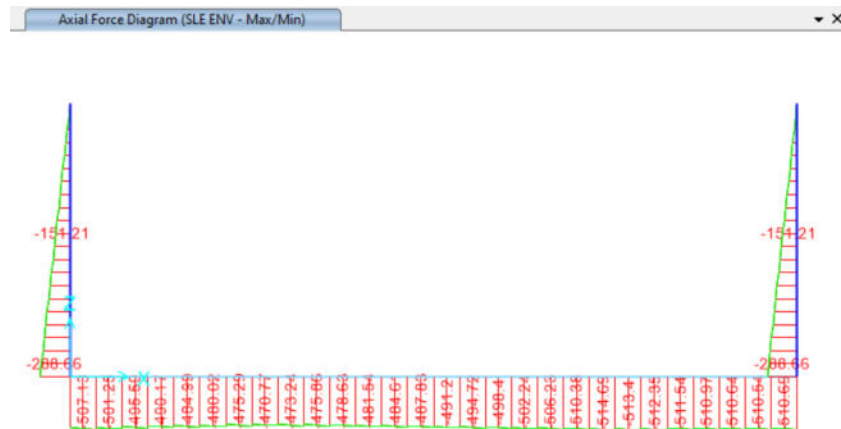


Fig. 27 – Involuppo SLE – *Sforzo Normale*

RELAZIONE DI CALCOLO MURI A U DI SOSTEGNO DELLA RAMPA NORD E SUD

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	SL 02 00 005	A	43 di 51

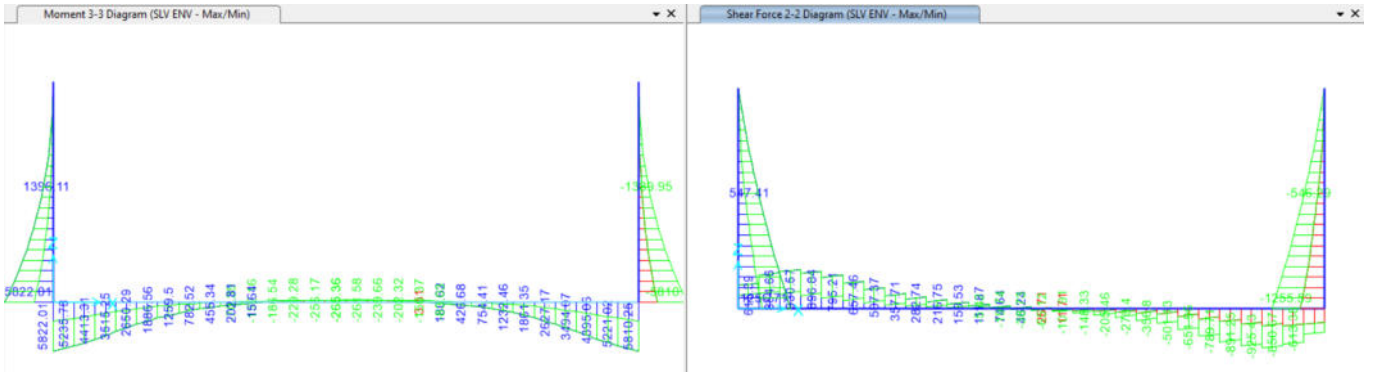


Fig. 28 – Involuppo SLV_Sismic – Momenti Flettenti/ Sforzo di taglio

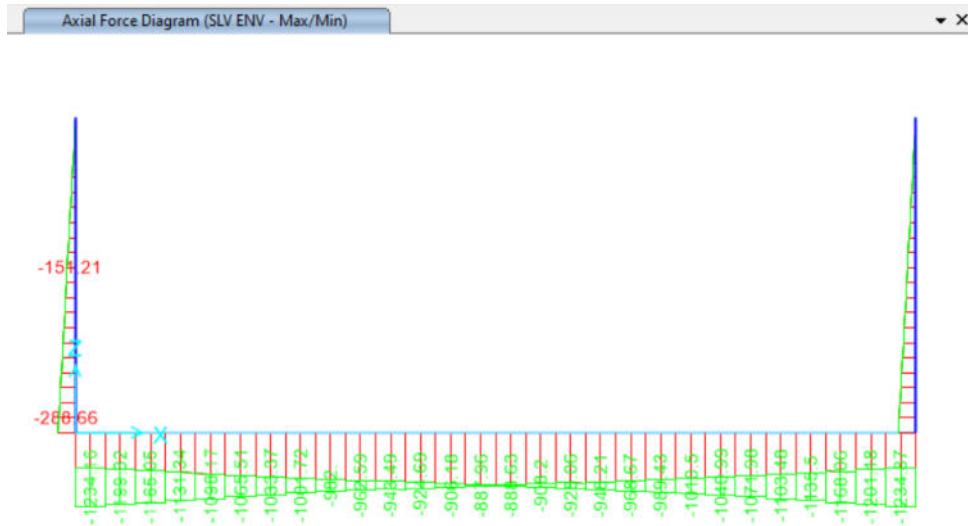


Fig. 29 – Involuppo SLV_Sismic – Sforzo Normale

PIEDRITTI_(S1-1, S2-1)

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N_{sd} [kN]	M_{sd} [kNm]	V_{sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	-151.0	1606.0	457
SLE Frequente	-151.0	1651.0	461
SLE Rara	-151.0	1661.0	462
SLU	-151.0	2252.0	625.0
SLV	-151.0	5213.0	1177.0

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione

Base (ortogonale al Taglio)	B [cm]	100
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm]	110
Altezza utile della sezione	d [cm]	100
Area di calcestruzzo	A_c [cm ²]	11000

Armatura longitudinale tesa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	10.00	10.00	0
Diametro	ϕ [mm]	32	32	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	6.6	13.0	0.0
Area strato	A_s [cm ²]	80.42	80.42	0.00
Rapporto di armatura	ρ [%]	1.605%		

Armatura longitudinale compressa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	10.0	10	0
Diametro	ϕ [mm]	32	32	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	6.6	13.0	0.0
Area strato	A_s' [cm ²]	80.42	80.42	0.00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	1.605%		

Armatura trasversale

	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	
Diametro	ϕ [mm]	0	0	0
Numero bracci	n	0	0	0
Passo	s_w [cm]	0	0	0
Inclinazione	α [de]	90	90	90
Area armatura a metro	A_{sw}/s_w [cm ²]	0.00	0.00	0.00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete

Resistenza cubica a compressione	RCK	37
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f_{ck} [Mpa]	30.00
Resistenza cilindrica media a compressione	f_{cm} [Mpa]	38.00
Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctm} [Mpa]	2.90
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f_{ctk} [Mpa]	2.03
Resistenza di progetto a compressione	f_{cd} [Mpa]	17.00
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f_{ctd} [Mpa]	8.98

Acciaio

Resistenza di progetto a snervamento	f_{yd} [Mpa]	382.61
--------------------------------------	----------------	--------

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale

Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ_c [Mpa] =	4.91	σ limit	13.500
Calcestruzzo SLE Rara	σ_c [Mpa] =	5.07		18.000
Acciaio SLE Rara	σ_s [Mpa] =	118.16		352.000

Verifica di fessurazione

Combinazione SLE Quasi permanente	w_{sd} [mm] =	0.099	w limit	0.200
Combinazione SLE Frequente	w_{sd} [mm] =	0.098		0.300

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto

Taglio sollecitante = max Taglio (SLU, SLV)	V_{sd} [kN]	1177.0
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N_{sd} [kN]	-151.0

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica

Resistenza di progetto senza armatura specifica	V_{Rd1} [kN]	1264.62
Coefficiente di sicurezza	V_{Rd1}/V_{sd}	1.07

Verifica di resistenza dell'armatura specifica

Co Tan(θ) di progetto	$\cotan(\theta)$	2.5
Resistenza a taglio delle bielle compresse in ch	$V_{Rd2}(\theta)$ [kN]	-
Resistenza a taglio dell'armatura	$V_{Rd3}(\theta)$ [kN]	-
Resistenza a taglio di progetto	V_{sd} [kN]	-
Coefficiente di sicurezza	V_{Rd3}/V_{sd}	-

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto

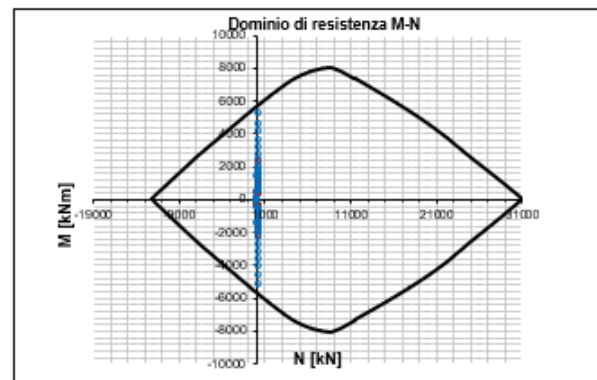
	SLU	SLV	
Momento sollecitante	M_{sd} [kNm]	2252.0	5213.0
Sforzo Normale concomitante	N_{sd} [kN]	-151.0	-151.0

Verifica di resistenza in termini di momento

	SLU	SLV	
Momento resistente	M_{Rd1} [kNm]	5765.8	5765.8
Coefficiente di sicurezza	M_{Rd1}/M_{sd}	2.56	1.11

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale

	SLU	SLV	
Sforzo normale resistente	N_{Rd1} [kN]	-	-
Coefficiente di sicurezza	N_{Rd1}/N_{sd}	-	-



PIEDRITTI (S1-2, S2-2)
INPUT
SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]	V _{Sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	-1.0	302.0	151
SLE Frequente	-1.0	327.0	156
SLE Rara	-1.0	333.0	157
SLU	-1.0	454.0	212.0
SLV	-1.0	1397.0	548.0

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.
Geometria della sezione

Base (ortogonale al Taglio)	B [cm]	100
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm]	110
Altezza utile della sezione	d [cm]	103
Area di calcestruzzo	A _c [cm ²]	11000

Armatura longitudinale tesa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	10.00	0.00	0
Diametro	φ [mm]	26	0	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	6.6	13.0	0.0
Area strato	A _s [cm ²]	53.09	0.00	0.00
Rapporto di armatura	ρ [%]		0.513%	

Armatura longitudinale compressa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	10.00	0	0
Diametro	φ [mm]	26	0	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	6.6	13.0	0.0
Area strato	A _{s'} [cm ²]	53.09	0.00	0.00
Rapporto di armatura	ρ' [%]		0.513%	

Armatura trasversale

	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	
Diametro	φ [mm]	0	0	0
Numero bracci	n	0	0	0
Passo	s _w [cm]	0	0	0
Inclinazione	α [deg]	90	90	90
Area armatura a metro	A _{sw/s_w} [cm ²]	0.00	0.00	0.00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI
Concrete

Resistenza cubica a compressione	R _{CK}	37
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	30.00
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	38.00
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	2.90
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	2.03
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	17.00
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd'} [Mpa]	8.98

Acciaio

Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa]	382.61
--------------------------------------	-----------------------	--------

OUTPUT
VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale		σ limit
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] = 1.55	13.500
Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] = 1.71	18.000
Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] = 66.21	352.000

Verifica di fessurazione		w limit
Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] = 0.000	0.200
Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] = 0.000	0.300

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO
Sollecitazioni di progetto

Taglio sollecitante = max Taglio (SLU, SLV)	V _{Sd} [kN]	548.0
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Sd} [kN]	-1.0

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica

Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	1283.86
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{Sd}	2.34

Verifica di resistenza dell'armatura specifica

CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2.5
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{rd2} (θ) [kN]	-
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{rd3} (θ) [kN]	-
Resistenza a taglio di progetto	V _{Sd} [kN]	-
Coefficiente di sicurezza	V _{rd} /V _{Sd}	-

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

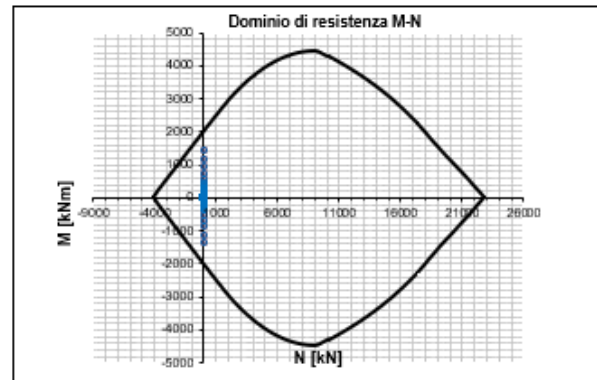
Sollecitazioni di progetto		SLU	SLV
Momento sollecitante	M _{Sd} [kNm]	454.0	1397.0
Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	-1.0	-1.0

Verifica di resistenza in termini di momento

Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	2002.3	2002.3
Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{Sd}	4.41	1.43

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale

Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-	-
Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{Sd}	-	-



FONDAZIONE (S3)

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N_{sd} [kN]	M_{sd} [kNm]	V_{sd} [kN]
<i>SLE Quasi Permanente</i>	-451.0	1690.0	359
<i>SLE Frequente</i>	-454.0	1740.0	367
<i>SLE Rara</i>	-454.0	1748.0	390
<i>SLU</i>	-450.0	2375.0	530.0
<i>SLV</i>	-591.0	5536.0	931.0

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione		
Base (ortogonale al Taglio)	B [cm]	100
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm]	120
Altezza utile della sezione	d [cm]	111
Area di calcestruzzo	A_c [cm ²]	12000

Armatura longitudinale tesa				
	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	10.00	10.00	0
Diametro	ϕ [mm]	32	26	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	6.6	13.0	0.0
Area strato	A_s [cm ²]	80.42	53.09	0.00
Rapporto di armatura	ρ [%]	1.204%		

Armatura longitudinale compressa				
	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	10.00	10.00	0
Diametro	ϕ [mm]	32	26	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	6.6	13.0	0.0
Area strato	A_s' [cm ²]	80.42	53.09	0.00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	1.204%		

Armatura trasversale				
	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	
Diametro	ϕ [mm]	0	0	0
Numero bracci	n	0	0	0
Passo	s_w [cm]	0	0	0
Inclinazione	α [de]	90	90	90
Area armatura a metro	A_{sw}/s_w [cm ²]	0.00	0.00	0.00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete		
Resistenza cubica a compressione	RCK	37
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f_{ck} [Mpa]	30.00
Resistenza cilindrica media a compressione	f_{cm} [Mpa]	38.00
Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctm} [Mpa]	2.90
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f_{ctk} [Mpa]	2.03
Resistenza di progetto a compressione	f_{cd} [Mpa]	17.00
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f_{ctd} [Mpa]	8.98
Acciaio		
Resistenza di progetto a snervamento	f_{td} [Mpa]	382.61

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale	σ_c [Mpa]	σ limit
Calcestruzzo <i>SLE Quasi Permanente</i>	5.09	13.500
Calcestruzzo <i>SLE Rara</i>	5.26	18.000
Acciaio <i>SLE Rara</i>	121.18	352.000
Verifica di fessurazione	w_d [mm]	w limit
Combinazione <i>SLE Quasi permanente</i>	0.102	0.200
Combinazione <i>SLE Frequente</i>	0.098	0.300

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto		
Taglio sollecitante = max Taglio (SLU, SLV)	V_{sd} [kN]	931.0
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N_{sd} [kN]	-591.0

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica		
Resistenza di progetto senza armatura specifica	V_{rd1} [kN]	1458.16
Coefficiente di sicurezza	V_{rd1}/V_{sd}	1.57

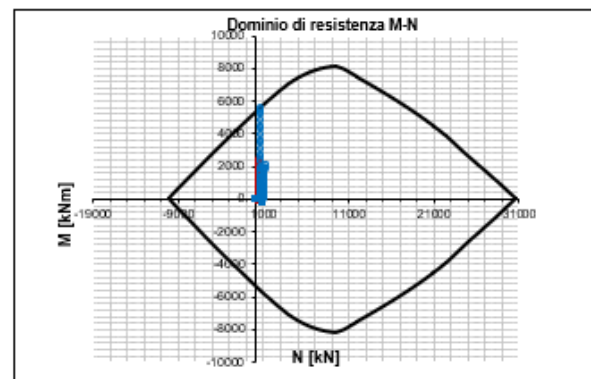
Verifica di resistenza dell'armatura specifica		
Co Tan (θ) di progetto	$\cotan(\theta)$	2.5
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	$V_{rd2}(\theta)$ [kN]	-
Resistenza a taglio dell'armatura	$V_{rd3}(\theta)$ [kN]	-
Resistenza a taglio di progetto	V_{sd} [kN]	-
Coefficiente di sicurezza	V_{rd3}/V_{sd}	-

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto			SLU	SLV
Momento sollecitante	M_{sd} [kNm]	2375.0	5536.0	
Sforzo Normale concomitante	N_{sd} [kN]	-450.0	-591.0	

Verifica di resistenza in termini di momento			SLU	SLV
Momento resistente	M_{rd} [kNm]	5541.9	5610.1	
Coefficiente di sicurezza	M_{rd}/M_{sd}	2.33	1.01	

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale			SLU	SLV
Sforzo normale resistente	N_{rd} [kN]	-	-	
Coefficiente di sicurezza	N_{rd}/N_{sd}	-	-	



In conclusione, sulla base dei risultati delle verifiche strutturali condotte sia nei confronti degli SLU/SLV che degli SLE, le armature considerate nei calcoli hanno un'incidenza 195 kg/m³.

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c^*N_c^* sc^*dc^*ic^*bc^*gc + q^*N_q^*sq^*dq^*iq^*bq^*gq + 0,5^*\gamma^*B^*N_\gamma^*s_\gamma^*d_\gamma^*i_\gamma^*b_\gamma^*g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = Ml/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2^*e_B$)

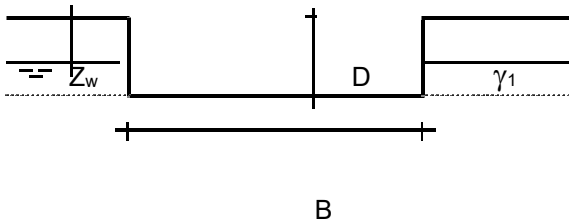
L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2^*e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

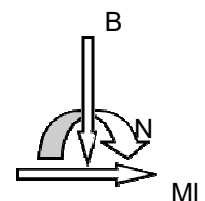
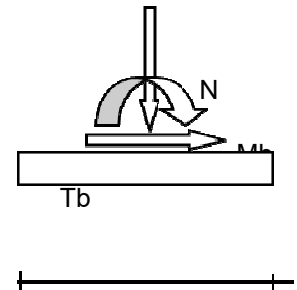
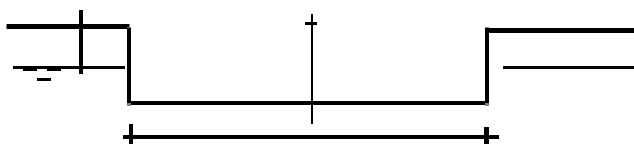
coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno	
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'
Stato limite ultimo	1.00	1.30	1.25	1.60
Tensioni ammissibili	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	1.00	1.00	1.00	1.00

valori suggeriti
dall'EC7

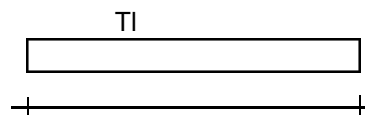


γ, c', φ'

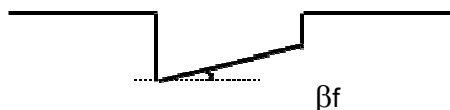
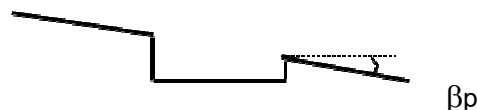


RELAZIONE DI CALCOLO MURI A U DI SOSTEGNO
 DELLA RAMPA NORD E SUD

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	SL 02 00 005	A	48 di 51

 Z_w
 D
 L

 (Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B	=	1.00	(m)	
L	=	28.00	(m)	
D	=	1.20	(m)	15.5


 $\beta_f = 0.00$ (°)

 $\beta_p = 0.00$ (°)

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	2318.00	0.00	2318.00
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
MI [kNm]	1875.00	0.00	1875.00
Tb [kN]	0.00	0.00	0.00
TI [kN]	521.00	0.00	521.00
H [kN]	521.00	0.00	521.00

Peso unità di volume del terreno

γ_1	=	19.00	(kN/mc)
γ	=	19.00	(kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

c'	=	0.00	(kN/mq)
ϕ'	=	38.00	(°)

Valori di progetto

c'	=	0.00	(kN/mq)
ϕ'	=	38.00	(°)

Profondità della falda

Z_w	=	28.00	(m)
-------	---	-------	-----

e_B	=	0.00	(m)
e_L	=	0.81	(m)

B^*	=	1.00	(m)
L^*	=	26.38	(m)

q : sovraccarico alla profondità D

q	=	22.80	(kN/mq)
---	---	-------	---------

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 48.93$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 61.35$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 78.02$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.03$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.03$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.98$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

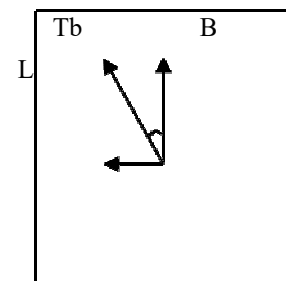
$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.96 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.04 \quad m = 1.04 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H / (N + B \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^m$$

$$i_q = 0.77$$

($m=2$ nel caso di fondazione
 nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in
 tutti gli altri casi)



$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(Nq - 1)$$

H θ TI

$$i_c = 0.76$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^*L * c' \cotg\varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.60$$

d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan\varphi' (1 - \text{sen}\varphi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan\varphi' (1 - \text{sen}\varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.20$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$d_c = 1.21$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2$$

$$\beta_f + \beta_p =$$

$$0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2$$

$$\beta_f + \beta_p =$$

$$0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

RELAZIONE DI CALCOLO MURI A U DI SOSTEGNO
 DELLA RAMPA NORD E SUD

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	SL 02 00 005	A	51 di 51

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$q_{lim} =$	1495.35	(kN/m ²)	R3	2.30	
			qrd	650	(kN/m ²)

Pressione massima agente

$$q = N / B * L *$$

$$q = 87.86 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 17.02 \quad \text{OK}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

$$H_d = 521.00 \quad (\text{kN})$$

$$S_d = N * \tan(\varphi') + c' * B * L *$$

$$S_d = 1811.02 \quad (\text{kN})$$

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$F_{scorr} = 3.48 \quad \text{OK}$$

TABLE: Base Reactions					
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFZ	GlobalMY
Text	Text	Text	KN	KN	KN-m
INV_SLU_GEO	Combination	Max	521	2283	218
INV_SLU_GEO	Combination	Min	521	2318	1875