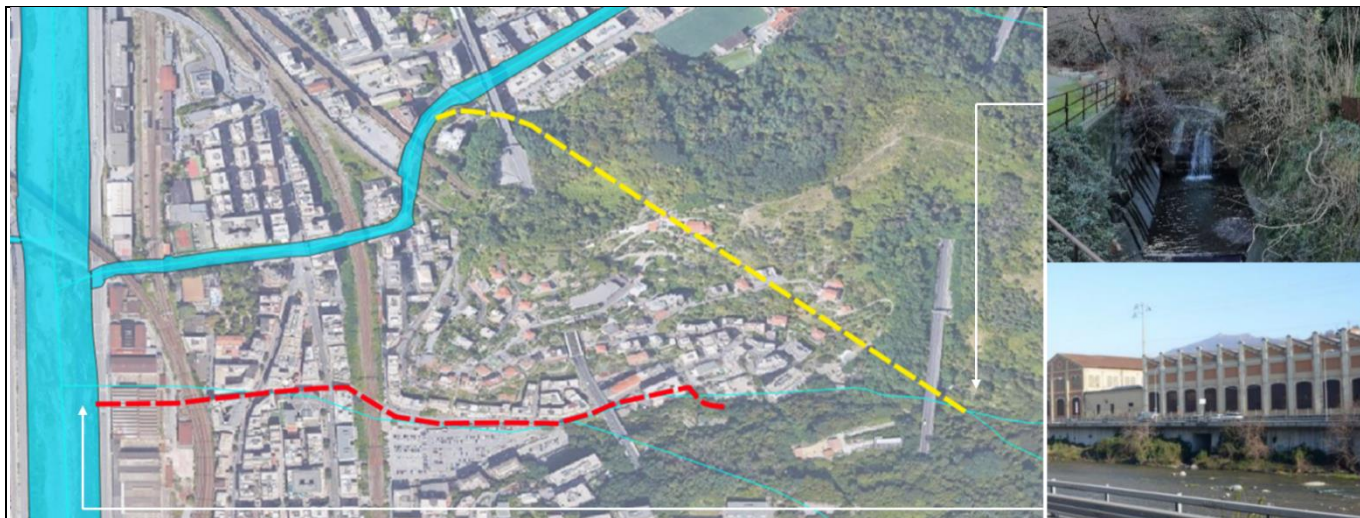





COMUNE DI GENOVA




Servizio di Progettazione di Fattibilità Tecnica ed Economica e definitiva (per appalto integrato) nonché del coordinamento della sicurezza in fase di progettazione delle “Opere di adeguamento idraulico del tratto tombinato di valle del rio Maltempo, affluente del torrente Polcevera”

PROGETTO DEFINITIVO

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO: Arch. Roberto Valcalda

PROGETTAZIONE:	MANDATARIA: 	MANDANTE: Dott.ssa Claudia Pizzinato
----------------	--	---

RESPONSABILE DELLE INTEGRAZIONI DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE: Ing. Simone Venturini

TITOLO: SISTEMAZIONE T.TORBELLA SOSTITUZIONE PONTE STRADALE ESISTENTE VIA CANEPARI RELAZIONE DI CALCOLO – IMPALCATO	
--	---

CODICE ESTESO ELABORATO:	SCALA:	DATA:
II151F-PD-STR-R060_1	-	03/2023
NOME FILE: II151F-PD-STR-R060_1.docx		

ELABORAZIONE PROGETTUALE:	REVISIONI					
	REV.	DATA	MOTIVO	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
Ing. SIMONE VENTURINI Ordine degli ingegneri Della Provincia di Verona N. A2515	0	09/2022	Emissione	A.CACCIATORI	S.VENTURINI	S.VENTURINI
	1	03/2023	Revisione	A.CACCIATORI	S.VENTURINI	S.VENTURINI



INDICE

	Pag.
1. Premessa	1
2. Descrizione dell'opera	3
3. Normativa di riferimento	6
4. Documenti di riferimento	7
5. Materiali	8
5.1 Calcestruzzo	8
5.1.1 Calcestruzzo magro – magrone.....	8
5.1.2 Calcestruzzo per soletta impalcato e traversi	8
5.1.3 Calcestruzzo per travi in C.A.P.....	8
5.2 Acciaio	8
5.2.1 Acciaio per armatura ordinaria.....	8
5.2.2 Acciaio per armatura da precompressione	8
6. Valutazione sismica	10
6.1 Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento	10
6.2 Pericolosità sismica	10
6.3 Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche	11
6.4 Azioni sismiche di progetto.....	12
7. Criteri di verifica e calcolo	14
7.1 Premessa.....	14
7.2 Combinazioni delle azioni.....	14
7.2.1 Coefficiente delle azioni agli stati limite	15
7.3 Stati Limite di Esercizio (SLE).....	16
7.3.1 Verifica della trave precompressa in fase di tiro	17
7.3.2 Verifica dell'intera sezione a ritiro	17
7.3.3 Verifica dell'intera sezione agli SLE.....	17
7.3.4 Verifica della freccia massima	17
7.4 Stati Limite Ultimo (SLU).....	18
7.4.1 Verifica a flessione	18
7.4.2 Verifica a taglio.....	18
7.4.3 Verifica a torsione.....	19
8. Analisi dei carichi	21
8.1 Carichi permanenti strutturali (G1)	21
8.2 Carichi permanenti non strutturali (G2).....	21
8.3 Ritiro (G3).....	21
8.3.1 Soletta	22
8.3.2 Traversi	23
8.4 Carichi variabili (Q).....	24
8.4.1 Neve.....	24
8.4.2 Vento.....	25
8.4.3 Temperatura.....	31
8.5 Carichi variabili da traffico (Qt)	34
8.5.1 Schema di carico e carichi mobili	35
8.5.2 Carichi da traffico per la verifica locale della soletta	36
8.5.3 Azione di frenatura e accelerazione.....	38
8.6 Carico eccezionale (A)	38
9. Precompressione	39
9.1 Tiro iniziale.....	39
9.2 Perdite istantanee.....	39
9.3 Perdite differite	39
9.3.1 Ritiro.....	39
9.3.2 Effetti viscosi	40
9.3.3 Rilassamento.....	41
9.4 Calcolo delle tensioni.....	41



10. Dispositivi di appoggio	43
11. Impostazione del modello	45
11.1 Programma di calcolo utilizzato	45
11.2 Schematizzazione della struttura	46
11.2.1 Sezione "Trave principale"	48
11.2.2 Sezione "Soletta"	48
11.2.3 Sezione "Traverso"	49
11.2.4 Sezione "None"	50
11.3 Load cases	51
12. Applicazione dei carichi	52
12.1 Carichi permanenti strutturali (G1)	52
12.2 Carichi permanenti non strutturali (G2)	54
12.3 Ritiro (G3)	56
12.4 Carichi variabili (Q)	57
12.4.1 Temperatura	57
12.4.2 Neve	59
12.4.3 Vento	60
12.5 Carichi variabili da traffico (Qt)	63
12.5.1 Carichi distribuiti da traffico	63
12.5.2 Carichi Tandem	64
12.5.3 Azioni di Frenatura/Accelerazione	67
12.6 Azione sismica	68
13. Diagramma degli inviluppi	69
13.1 Travi principali	69
13.2 Traversi	76
13.3 Soletta	84
14. Verifiche strutturali – Travi principali	89
14.1 Sezione di verifica	89
14.2 Verifica agli SLU	90
14.2.1 Verifica a flessione	90
14.2.2 Verifica a taglio	91
14.3 Verifica agli SLE	93
14.3.1 Verifiche in fase di tiro	93
14.3.2 Verifiche in seguito al ritiro della soletta	97
14.3.3 Verifiche dell'intera sezione agli SLE	100
15. Verifiche strutturali – Traversi	104
15.1 Verifica agli SLU	104
15.1.1 Verifica a flessione	104
15.1.2 Verifica a taglio	104
15.2 Verifica agli SLE	106
16. Verifiche strutturali – Soletta	107
16.1 Verifica agli SLU	107
16.1.1 Verifica a flessione	107
16.1.2 Verifica a taglio	108
16.2 Verifica agli SLE	110
16.2.1 Verifica a limitazione delle tensioni	110
16.2.2 Verifica a limitazione delle fessurazione	110
17. Verifiche dei dispositivi di appoggio	113
18. Verifiche all'urto	114
18.1 Verifica agli SLU	114
18.1.1 Verifica a flessione	114
18.1.2 Verifica a taglio	115
18.1.3 Verifica a torsione	116
19. Incidenze	118



INDICE DELLE FIGURE

	Pag.
Figura 1-1 – Rio Maltempo – In blu il bacino idrografico del torrente Maltempo; in verde quello del Rio Torbella.....	1
Figura 1-2 – Opere principali.	2
Figura 2-1 – Profilo longitudinale del ponte esistente.....	3
Figura 2-2 – Planimetria dell'intervento	3
13.00 _____ Figura 2-3 – Profilo longitudinale del nuovo ponte	4
Figura 2-4 – Sezione trasversale del nuovo ponte (in corrispondenza con la spalla nord).....	5
Figura 2-5 – Pianta dell'impalcato del nuovo ponte.....	5
Figura 6-1 – Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR per differenti stati limite (NTC18) .	10
Figura 6-2 – Riepilogo spessore degli strati e velocità delle onde di taglio. Indagini MASW4.	12
Figura 6-3 – Spettri di risposta SLV Figura 6-4 – Spettri di risposta SLD	13
Figura 7-1 – Valori dei fattori parziali agli SLU per ponti stradali.....	15
Figura 7-2 – Valori dei coefficienti di combinazione per ponti stradali.....	16
Figura 7-3 – Gruppi di azioni dovuti al traffico	16
Figura 7-4 – Sezione cls per torsione	20
Figura 8-1 – S Valori di kh secondo NTC2018	22
Figura 8-2 – Valori di εc0 secondo NTC2018	22
Figura 8-3 – Area (rossa) e perimetro (verde) per il calcolo del ritiro nella soletta.....	22
Figura 8-4 – Area (rossa) e perimetro (verde) per il calcolo del ritiro nei traversi	23
Figura 8-5 – Zone di carico neve	25
Figura 8-6 – Schematizzazione impalcato (Figura G.54, CNR_DT207_R1/2018).....	25
Figura 8-7 – Forze legate all'azione del vento	26
Figura 8-8 – Parametri vb, 0, a0 e ks	28
Figura 8-9 – Definizione delle categorie di esposizione (Figura 3.3.2 delle NTC 2018).	29
Figura 8-10 – Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione ce (Tab. 3.3.II delle NTC-2018)29	29
Figura 8-11 – Classi di rugosità del terreno (Tabella 3.3.III delle NTC 2018)	29
Figura 8-12 – T°min dell'aria all'ombra	32
Figura 8-13 – T°max dell'aria all'ombra	32
Figura 8-14 – Correlazioni di temperatura minima e massima.....	33
Figura 8-15 – ΔTM per ponti stradali.....	33
Figura 8-16 – ksur per ponti stradali	34
Figura 8-17 – Tabella NTC18 larghezza colonne di carico.....	35
Figura 8-18 – Tabella NTC18 larghezza colonne di carico.....	35
Figura 8-19 – Schema di carico 1	35
Figura 8-20 – Combinazioni di carico da traffico	36
Figura 8-21 – Impronta Schema di carico 1	37
Figura 8-22– Impronta Schema di carico 2.....	38
Figura 9-1 – Area (rossa) e perimetro (verde) utilizzate per il calcolo delle perdite differite della precompressione	39
Figura 10-1 – Appoggi elastomerici confinati a) fisso; b) multidirezionale; c) unidirezionale	43



Figura 10-2 – Schema appoggi.....	44
Figura 11-1 – Sezioni elementi frame	47
Figura 11-2 – Numerazioni elementi frame.....	48
Figura 11-3 – Numerazione dei nodi.....	48
Figura 11-4 – Sezione “Trave principale”	48
Figura 11-5 – Sezione “Soletta”	49
Figura 11-6 – Sezione “Traverso”	50
Figura 11-7 – Sezione “None”	50
Figura 12-1 – Carichi G1-Cordolo	52
Figura 12-2 – Carichi permanenti strutturali – Azione verticale G1-cordolo	53
Figura 12-3– Carichi permanenti strutturali – Momento torcente G1-cordolo	53
Figura 12-4 – Carichi permanenti non strutturali – Azione verticale G2	55
Figura 12-5 – Carichi permanenti non strutturali – Momento torcente G2	55
Figura 12-6 – Ritiro agente sui traversi e soletta – Temperatura G3	56
Figura 12-7 – Ritiro agente sulle travi principali – Forze assiale agenti	57
Figura 12-8 – Variazione uniforme di temperatura – DTN exp	58
Figura 12-9 – Variazione uniforme di temperatura – DTN con	58
Figura 12-10 – Variazione di temperatura lineare – DTM up.....	59
Figura 12-11 – Variazione di temperatura lineare – DTM dw	59
Figura 12-12 – Neve – Forze verticale Q2.....	60
Figura 12-13 – Vento – Forze “fx scarico” Q3	61
Figura 12-14 – Vento – Forze “fz scarico” Q3	62
Figura 12-15 – Vento – Forze “fx carico” Q3	62
Figura 12-16 – Forze “fz carico” Q3.....	62
Figura 12-17 – Vento – Binario “my scarico” Q3	63
Figura 12-18 – Binario “my carico” Q3.....	63
Figura 12-19 – Carico da traffico – Forze distribuiti (Combinazione 1)	64
Figura 12-20 – Carico da traffico – Forze distribuiti (combinazione 2)	64
Figura 12-21: Assi corsie convenzionali (“Load paths”).....	65
Figura 12-22 – Schema delle corsie convenzionali: corsia 1 (destra); corsia 2 (centrale); corsia 3 (sinistra).....	65
Figura 12-23 – Definizione dei carichi Tandem	66
Figura 12-24 – Applicazione del carico mobile Tandem – Combinazione 1	66
Figura 12-25 – Applicazione del carico mobile Tandem – Combinazione 2.....	67
Figura 12-26 – Carico da traffico – Forza distribuita (Combinazione 1)	67
Figura 12-27 – Carico da traffico – Forza distribuita (Combinazione 2)	68
Figura 12-28 – Azione sismica SLV_X	68
Figura 13-1 – Momento flettenti ENV_SLU – Travi principali	69
Figura 13-2 – Taglio ENV_SLU – Travi principali	69
Figura 13-3 – Forza assiale ENV_SLU – Travi principali	70
Figura 13-4– Momento flettenti ENV_SLV– Travi principali	70
Figura 13-5 – Taglio ENV_SLV – Travi principali	71
Figura 13-6 – Forza assiale ENV_SLV – Travi principali.....	71





Figura 13-7– Momento flettenti ENV_SLEr– Travi principali	72
Figura 13-8 – Taglio ENV_SLEr – Travi principali	72
Figura 13-9 – Forza assiale ENV_SLEr – Travi principali	73
Figura 13-10– Momento flettenti ENV_SLEf– Travi principali	73
Figura 13-11 – Taglio ENV_SLEf – Travi principali	74
Figura 13-12 – Forza assiale ENV_SLEf – Travi principali.....	74
Figura 13-13– Momento flettenti ENV_SLEqp– Travi principali	75
Figura 13-14 – Taglio ENV_SLEqp – Travi principali	75
Figura 13-15 – Forza assiale ENV_SLEqp – Travi principali.....	76
Figura 13-16 – Momento flettente ENV_SLU – Traversi	76
Figura 13-17 – Taglio ENV_SLU – Traversi	77
Figura 13-18 – Forza assiale ENV_SLU – Traversi.....	77
Figura 13-19 – Momento flettente ENV_SLV – Traversi	78
Figura 13-20 – Taglio ENV_SLV – Traversi.....	78
Figura 13-21 – Forza assiale ENV_SLV – Traversi.....	79
Figura 13-22 – Momento flettente ENV_SLEr – Traversi	79
Figura 13-23 – Taglio ENV_SLEr – Traversi	80
Figura 13-24 – Forza assiale ENV_SLEr – Traversi.....	80
Figura 13-25 – Momento flettente ENV_SLEf – Traversi	81
Figura 13-26 – Taglio ENV_SLEf – Traversi	81
Figura 13-27 – Forza assiale ENV_SLEf – Traversi.....	82
Figura 13-28 – Momento flettente ENV_SLEqp – Traversi	82
Figura 13-29 – Taglio ENV_SLEqp – Traversi	83
Figura 13-30 – Forza assiale ENV_SLEqp – Traversi.....	83
Figura 13-31 – Momento flettente ENV_SLU – Soletta (modello locale)	84
Figura 13-32 – Taglio ENV_SLU – Soletta (modello locale).....	84
Figura 13-33 – Forza assiale ENV_SLU – Soletta (modello locale)	84
Figura 13-34 – Momento flettente ENV_SLV – Soletta (modello locale).....	85
Figura 13-35 – Taglio ENV_SLV – Soletta (modello locale).....	85
Figura 13-36 – Forza assiale ENV_SLV – Soletta (modello locale)	85
Figura 13-37 – Momento flettente ENV_SLEr – Soletta (modello locale)	86
Figura 13-38 – Taglio ENV_SLEr – Soletta (modello locale)	86
Figura 13-39 – Forza assiale ENV_SLEr – Soletta (modello locale).....	86
Figura 13-40 – Momento flettente ENV_SLEf – Soletta (modello locale).....	87
Figura 13-41 – Taglio ENV_SLEf – Soletta (modello locale).....	87
Figura 13-42 – Forza assiale ENV_SLEf – Soletta (modello locale)	87
Figura 13-43 – Momento flettente ENV_SLEqp – Soletta (modello locale).....	88
Figura 13-44 – Taglio ENV_SLEqp – Soletta (modello locale).....	88
Figura 13-45 – Forza assiale ENV_SLEqp – Soletta (modello locale)	88
Figura 14-1 – Sezione di verifica	89
Figura 14-2 – Diagramma momenti flettenti combinazione ENV-SLU	90
Figura 14-3 – Massimo momento flettente combinazione SLU196	90
Figura 14-4 – Diagramma momenti flettenti combinazione ENV-SLV.....	90



Figura 14-5– Massimo momento flettente combinazione SLV8	90
Figura 14-6 – Calcolo momento resistente sezione di verifica	91
Figura 14-7 – Diagramma momenti flettenti combinazione ENV-SLU	91
Figura 14-8 – Massima forza di taglio combinazione SLU204	91
Figura 14-9 – Diagramma momenti flettenti combinazione ENV-SLEr	93
Figura 14-10 – Massimo momento flettente combinazione SLEr196.....	93
Figura 14-11 – Diagramma momenti flettenti combinazione ENV-SLEf.....	93
Figura 14-12 – Massimo momento flettente combinazione SLEf127	93
Figura 14-13 – Diagramma momenti flettenti combinazione ENV-SLEq.....	93
Figura 14-14 – Massimo momento flettente combinazione SLEfq3	93
Figura 15-1 – Sollecitazione massima di momento flettente	104
Figura 15-2 – Calcolo momento resistente trasverso.....	104
Figura 15-3 – Sollecitazione massima di taglio	104
Figura 16-1 – Verifica a flessione della soletta	108
Figura 16-2 – Verifica a taglio della soletta.....	109
Figura 16-3 – Valutazione tensioni SLE rara	110
Figura 16-4 – Valutazione tensioni SLE frequente	111
Figura 16-5 – Verifica fessurazione SLE frequente	112
Figura 18-1: Schema delle sezioni di verifica all'urto.....	114
Figura 18-2 – Verifica a flessione del cordolo.....	115
Figura 18-3 – Verifica a taglio del cordolo	116
Figura 18-4 – Verifica a torsione del cordolo	117

c_9969 - Comune di Genova - Prot. 29/03/2023.0139153.E



1. PREMESSA

Il Comune di Genova ha affidato a Technital la progettazione delle opere di sistemazione idraulica e adeguamento della capacità idraulica del Rio Maltempo, affluente in sinistra idrografica del Torrente Polcevera, del quale è nota l'insufficienza della sezione a convogliare le portate aventi tempo di ritorno di 200 anni.

Ciò è anche in parte dovuto all'estesa urbanizzazione che ha portato alla tombinatura del tratto terminale; tombinatura che risulta degradata, caratterizzata da dimensioni non costanti e ristretta per la presenza di numerosi sottoservizi.

La soluzione prospettata, in grado di risolvere le criticità idrauliche esistenti, prevede la realizzazione di una galleria scolmatrice che raccoglie le acque provenienti dalla parte più a monte e non antropizzata del bacino per colletterle nel tratto terminale del Rio Torbella.

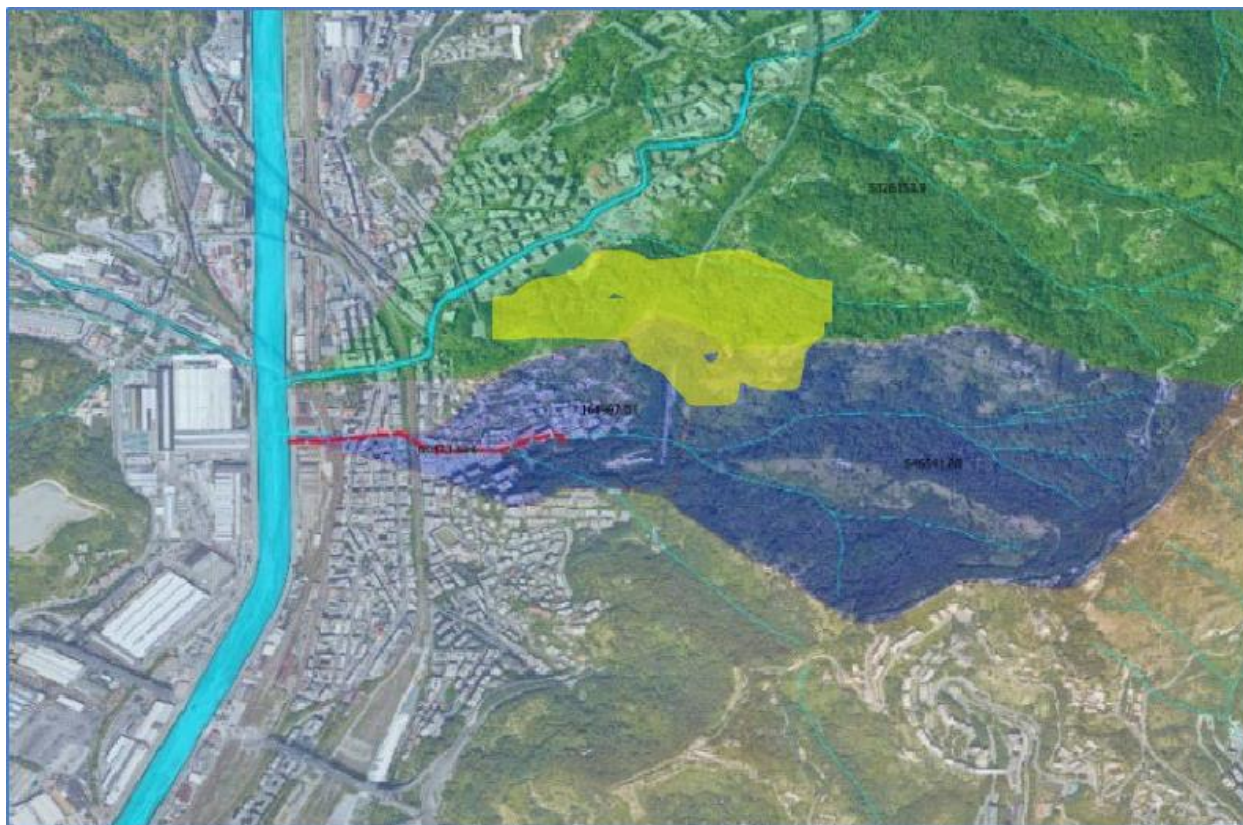


Figura 1-1 – Rio Maltempo – In blu il bacino idrografico del torrente Maltempo; in verde quello del Rio Torbella.

Il progetto così concepito comprende la risoluzione delle principali interferenze riscontrate lungo il tratto terminale del Rio Maltempo con: la realizzazione di un'opera di presa a monte del viadotto autostradale ①, un pozzo di dissipazione del salto ②, una galleria scolmatrice del diametro di circa 4 m e lunghezza 543 m ③ dotata di pozzo di aerazione, l'opera di confluenza nel rio Torbella ④, la sistemazione idraulica del tratto terminale del rio Torbella fino alla confluenza nel Torrente Polcevera ed il rifacimento del ponte stradale su Via Rossini ⑤.

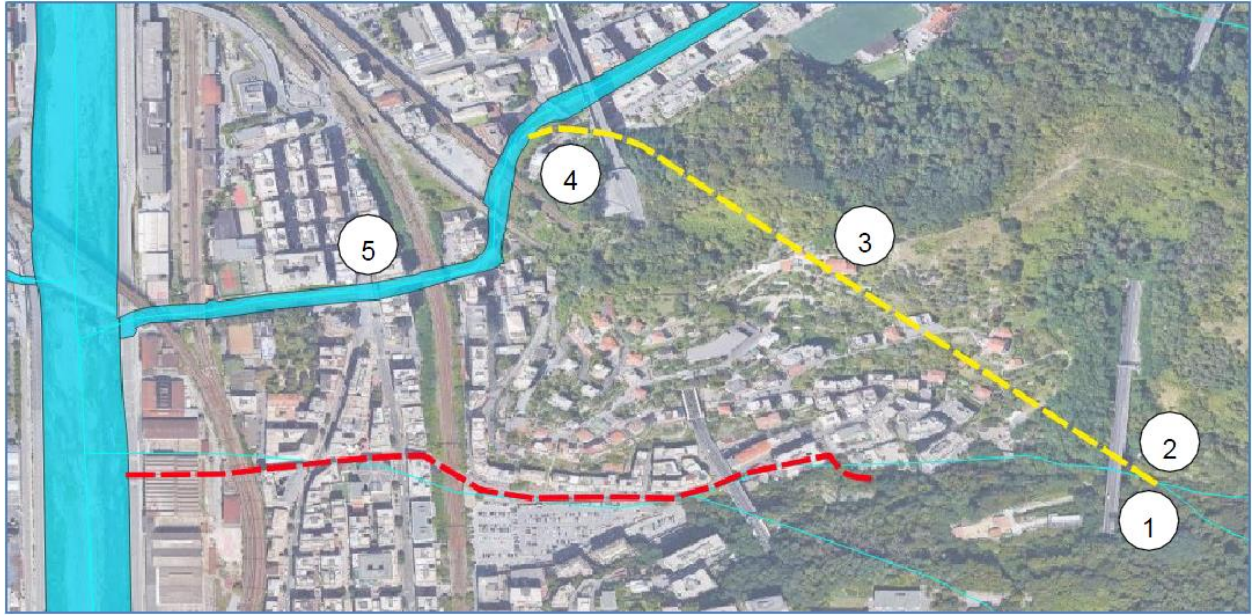


Figura 1-2 – Opere principali.

c_9969 - Comune di Genova - Prot. 29/03/2023.0139153.E



2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione illustra l'analisi e le verifiche strutturali effettuate per la progettazione dell'impalcato e degli appoggi relativi al nuovo ponte stradale su Via Giacomo Rossini, Genova, costruito in sostituzione a un ponte stradale ad arco esistente (Figura 1-1).

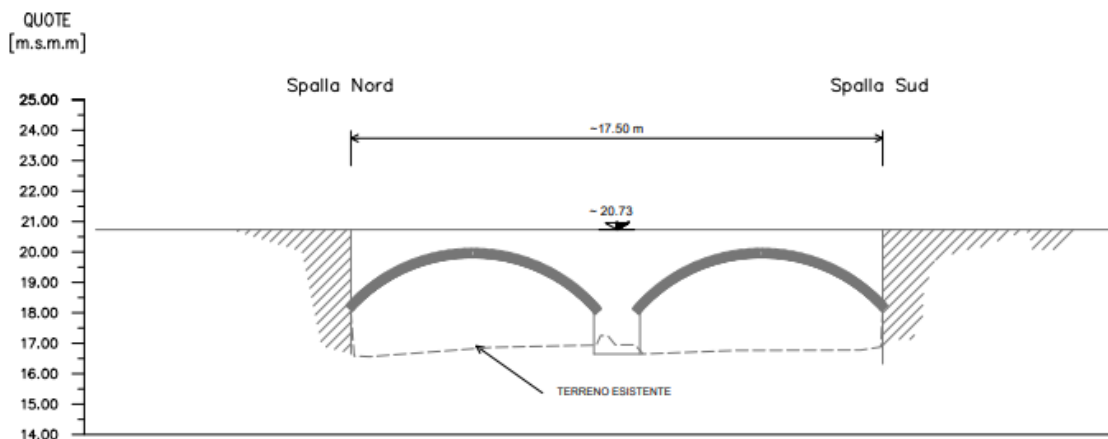


Figura 2-1 – Profilo longitudinale del ponte esistente

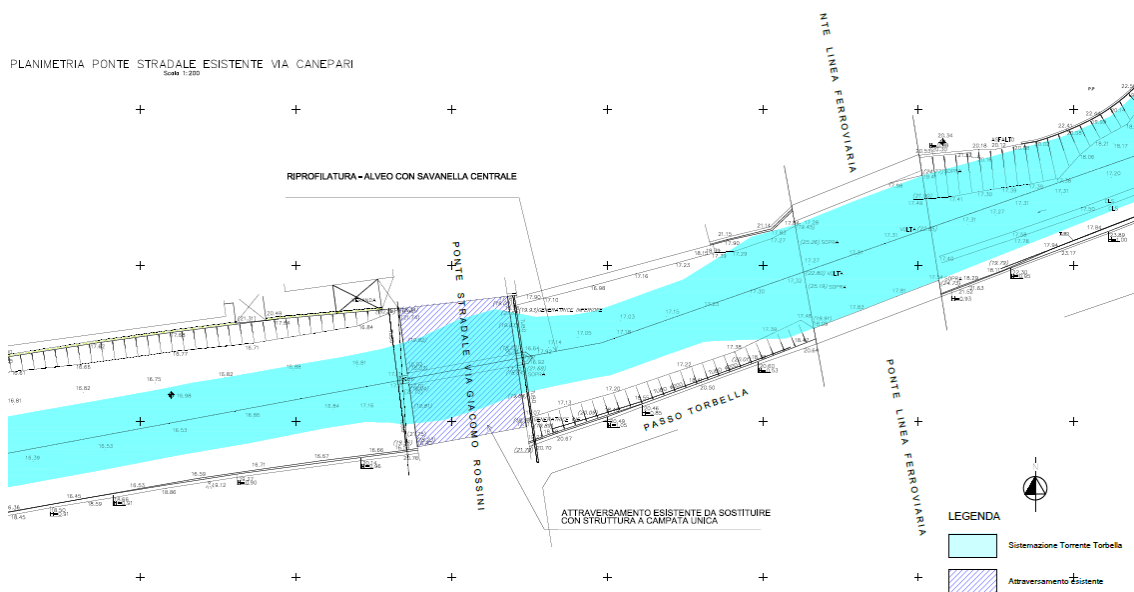


Figura 2-2 – Planimetria dell'intervento

Il nuovo ponte stradale è realizzato a campata unica ed è composto da travi in calcestruzzo armato precompresso prefabbricate di tipo UH80 al di sopra delle quali si effettua il getto di una soletta di spessore 25 cm. Le travi principali sono poste ad interasse minimo di 2.50 m per un numero di travi uguale a 6, e la soletta è composta da delle predalles con spessore 5 cm congruenti al getto di completamento di 20 cm.

Nel ponte sono previsti 3 traversi (elementi monolitici in c.a.) con dimensioni pari a 0.30x0.60 m, che vengono realizzati in opera in corrispondenza degli appoggi e in mezzzeria delle travi principali. Per aumentare la resistenza e l'azione solidarizzante viene assegnata al traverso una precompressione di seconda fase realizzata per mezzo di barre filettate tipo Dywidag.



La luce di calcolo del l'impalcato è pari a 18.70 m, mentre la larghezza della campata stradale è di 16.10 m . Ai due lati dell'impalcato si prevede una pista ciclabile di larghezza 1.50 m e un cordolo di larghezza 2.10 m in modo da permettere il posizionamento delle barriere di sicurezza H2P (0.60 m) e di un marciapiede calpestabile (1.50 m). Il pacchetto stradale del ponte è composto di un tappeto d'usura con spessore 4cm, binder con spessore 16 cm e un strato di impermeabilizzazione con spessore 1 cm.

La sottostruttura del ponte consiste in due spalle con spessore pari a 2.30 m e altezza totale 4.22, con fondazioni costituite da pali ϕ 600 mm e lunghezza pari a 29 metri. E, per limitare le azioni trasmesse dall'impalcato alle sottostrutture, si prevede l'utilizzo di dischi elastomerici confinati come dispositivi di appoggio.

La struttura in studio viene costruita in sostituzione a un ponte stradale ad arco esistente, per cui si prevede la completa demolizione dello stesso. Si prevede l'impiego di un ponte provvisorio in una sola carreggiata, sopraelevata rispetto il ponte ad arco esistente, per garantire la continuità del traffico stradale concomitantemente alla costruzione parziale (metà carreggiata) del nuovo ponte. Detto ciò, l'analisi e le verifiche strutturali effettuate per la progettazione del nuovo impalcato sono svolte per metà carreggiata del ponte, avendo larghezza pari a 8.05 m in modo da permettere il posizionamento di una corsia (4.45 m), della pista ciclabile (1.50) m e del cordolo (2,10 m).

In fase successiva i due nuove impalcati verranno collegati tra loro tramite le barre filettate tipo Dywidag previste nei traversi.

L'immagine di seguito illustrano la geometria del nuovo ponte stradale.

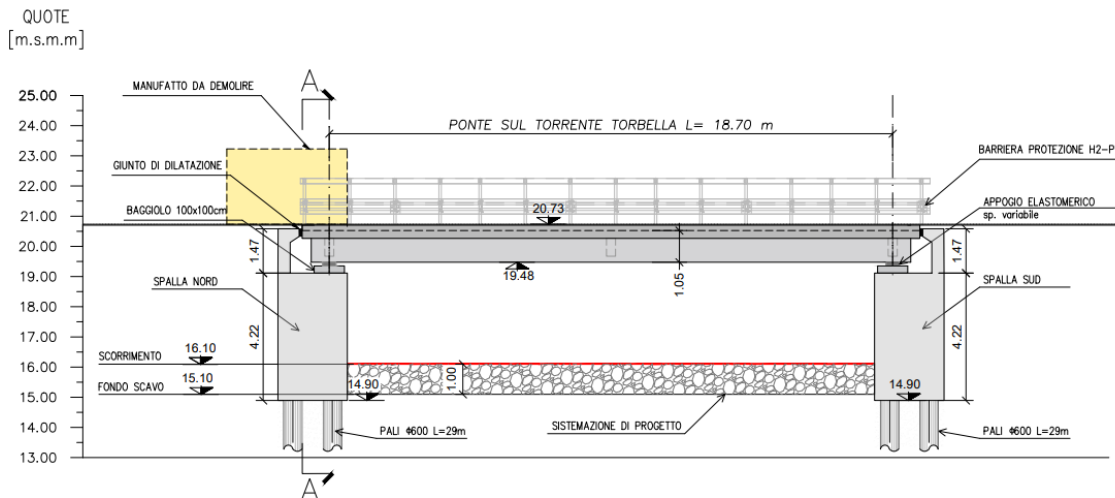


Figura 2-3 – Profilo longitudinale del nuovo ponte



QUOTE [m.s.m.m]

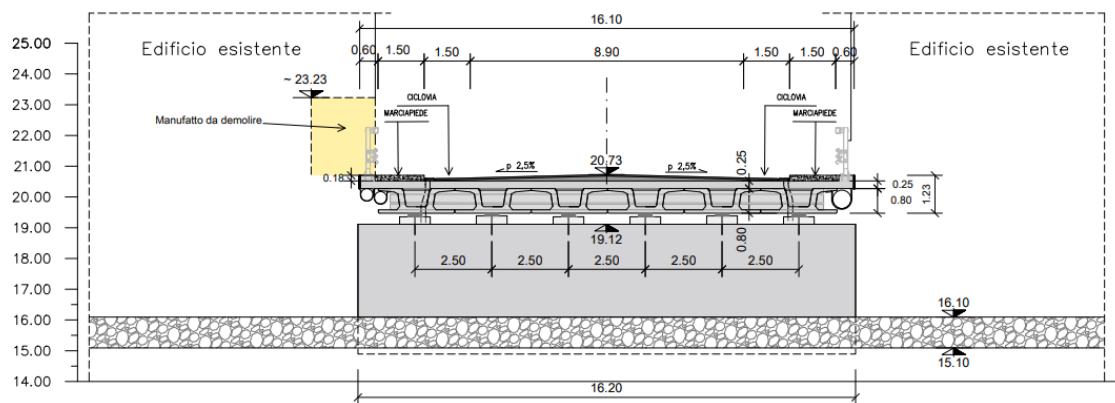


Figura 2-4 – Sezione trasversale del nuovo ponte (in corrispondenza con la spalla nord)

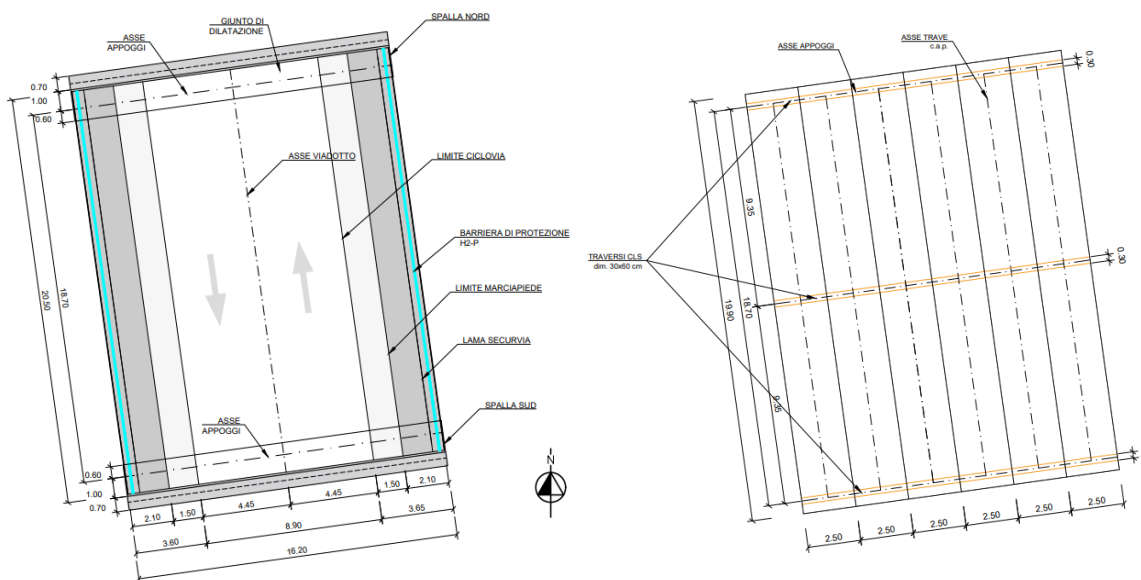


Figura 2-5 – Pianta dell'impalcato del nuovo ponte

C_d9969 - Comune di Genova - Prot. 29/03/2023. 0139153.E



3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto è sviluppato nell'osservanza della vigente normativa tecnica:

- D.P.R. n° 380 del 06/06/2001, integrato ai sensi del D.Lgs. n° 301 del 27/12/2002 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- UNI EN 206-1:2016 – “Calcestruzzo-Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- UNI 11104:2016 – “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206”.
- D.M. 17/01/2018 “Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni” - GU n°42 del 20/2/2018.
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni» - Gazzetta Ufficiale del 11.02.2019 n. 35, supplemento ordinario n. 5.
- CNR-DT 207/2018 – Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni
- UNI EN 1990 (Eurocodice 0): “Criteri generali di progettazione strutturale”;
- UNI EN 1991-2-4 (Eurocodice 1): “Azioni in generale: Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1): “Azioni in generale – Parte 1-1: Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1): “Azioni sulle strutture – Parte 2: Carico da traffico sui ponti”;
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2): “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2): “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”;
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8): “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8): “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”;

Il metodo di calcolo adottato è quello semiprobabilistico agli stati limite, con applicazione di coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni, variabili in ragione dello stato limite indagato.



4. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

I documenti di riferimento adottati per la progettazione sono stati:

- II151F-PD-GEO-D005_1.pdf
- II151F-PD-IND-R001_0.pdf
- II151F-PD-IND-R002_0.pdf
- II151F-PD-IND-R003_0.pdf
- II151F-PD-GET-R001_1.pdf



5. MATERIALI

5.1 Calcestruzzo

5.1.1 Calcestruzzo magro – magrone

Classe di resistenza minima	C12/15
R_{ck}	12 MPa
f_{ck}	15 MPa
Classe di esposizione	X0
Rapporto A/C	$\leq 0,70$
Dim. max. nominale aggregato	20 mm

5.1.2 Calcestruzzo per soletta impalcato e traversi

Classe di resistenza minima	C35/45
R_{ck}	45 MPa
f_{ck}	35 MPa
Classe di esposizione	XF4
Dim. max. nominale aggregato	15 mm
Classe consistenza	S4
Copriferro minimo	40 mm

5.1.3 Calcestruzzo per travi in C.A.P

Classe di resistenza minima	C45/55
R_{ck}	55 MPa
f_{ck}	45 MPa
Classe di esposizione	XF4
Dim. max. nominale aggregato	15 mm
Classe consistenza	S4
Copriferro minimo	50 mm

5.2 Acciaio

5.2.1 Acciaio per armatura ordinaria

Tipo B450C	
Tensione caratteristica di snervamento (f_{yk})	$\geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica a rottura (f_{tk})	$\geq 540 \text{ N/mm}^2$

5.2.2 Acciaio per armatura da precompressione



Per le travi da precompressione sono stati previsti trefoli stabilizzati da 6/10 e sezione nominale di 139 mm^2 . L'acciaio da precompressione ha le seguenti caratteristiche:

Tipo	<i>trefoli</i>
Tensione caratteristica a trazione allo 1% ($f_{p(1)k}$)	$\geq 1670 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica a rottura (f_{ptk})	$\geq 1860 \text{ N/mm}^2$
Modulo de elasticità (E_p)	195 GPa

Per i traversi sono stati previsti barre filettate tipo Dywidag da $\varnothing 26.5 \text{ mm}$ e sezione trasversale di 552 mm^2 . L'acciaio da precompressione ha le seguenti caratteristiche:

Tipo	<i>Dywidag</i>
Tensione snervamento ($f_{p0.1k}$)	950 N/mm^2
Tensione caratteristica a rottura (f_{ptk})	1050 N/mm^2



6. VALUTAZIONE SISMICA

6.1 Vita nominale, classe d’uso e periodo di riferimento

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R . Ai fini della normativa vigente le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Ai fini delle verifiche strutturali, si considera lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). Per la valutazione degli spostamenti si considera lo Stato Limite di Danno (SLD).

Per la definizione delle azioni sismiche di progetto si sono adottati i seguenti parametri:

- Vita nominale $V_N = 50$ anni
- Classe d’uso: IV
- Coefficiente d’uso $C_U = 2,0$
- Vita di riferimento per l’azione sismica $V_R = V_N \cdot C_U = 100$ anni.

La strategia di progettazione per i differenti stati limite di cui al punto 3.2.1 delle NTC-2018 è quindi ricavata dalla seguente formula (formula 3.2.0 delle NTC-2018), in funzione delle probabilità di superamento P_{VR} indicate in tabella 3.2.I nel periodo di riferimento V_R (si veda anche la *figura seguente*):

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato

Stati Limite	P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Figura 6-1 – Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R per differenti stati limite (NTC18)

6.2 Pericolosità sismica

Nelle norme tecniche NTC18 (Allegato B) sono forniti, secondo un reticolo di riferimento e per differenti intervalli di riferimento, i parametri sismici a_g , F_0 e T_c^* per un sito rigido orizzontale (come definiti al paragrafo 3.2 delle NTC18) necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

Qualora l’area in esame non ricada in corrispondenza dei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei



parametri di interesse possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento, mediante la seguente espressione:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

in cui:

- p è il valore del parametro di interesse nel punto in esame;
- p_i è il valore del parametro di interesse nell' i -esimo punto della maglia elementare contenente il punto in esame;
- d_i è la distanza del punto in esame dall' i -esimo punto della maglia suddetta.

Inoltre, qualora le tabelle di pericolosità sismica su reticolo di riferimento non contemplino il periodo di ritorno T_R corrispondente alla V_R e P_{VR} prefissati, il valore del generico parametro p (a_g, F_O, T_C^*) ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione a partire dai dati relativi di T_R previsti nella pericolosità sismica, utilizzando la seguente espressione, in allegato A alle NTC18:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \cdot \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

in cui:

- p è il valore del parametro di interesse al T_R desiderato;
- T_{R1}, T_{R2} sono i periodi di ritorno più prossimi a T_R per i quali si dispone dei valori di p_1 e p_2 del generico parametro p .

Di seguito si riportano i valori dei parametri sismici a_g, F_O, T_C^* riferiti alle coordinate geografiche dell'opera oggetto di verifica.

	T_R (anni)	a_g [g]	F_O	T_C^* (s)
SLD	101	0.038	2.555	0.243
SLV	949	0.087	2.532	0.297

6.3 Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche

Le categorie di sottosuolo sono definite al punto 3.2.2 delle NTC-2018 sulla base del parametro di velocità equivalente delle onde di taglio $V_{S,30}$ relativo ai primi 30 metri di profondità.

È altresì specificato che “Per le fondazioni superficiali, tale profondità è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione”.

Sulla base dei risultati delle indagini eseguite (Tabella 22 dell'elaborato di riferimento “Report sismica Rio Maltempo.pdf”), si evince, dalla tabella e dal calcolo esposti di seguito, che la categoria per la struttura in studio è la classe B, ai sensi del punto 3.2.2 delle NTC-2018 (Tab. 3.2.II).



Numero di Strati	V _s finale (m/s)	Spessore (m)	Profondità (m)	h/ V _s
1	221	2.0	2.0	0.00905
2	267	3.0	5.0	0.01124
3	324	5.6	10.6	0.01728
4	411	4.3	14.9	0.01046
5	573	10.1	25.0	0.01763
6	818	5.0	30.0	0.00611

Figura 6-2 – Riepilogo spessore degli strati e velocità delle onde di taglio. Indagini MASW4.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, V_{s,eq} (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{30}{\sum_i^N \frac{h_i}{V_{s_i}}} = 418 \text{ m/s}$$

Tabella 6-1 – Definizione della categoria di sottosuolo

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Ci si pone in una categoria di sottosuolo Classe B.

Per quanto attiene infine al coefficiente di amplificazione topografica, ai sensi del punto 3.2.2 delle NTC-2018 si assume che le aree in esame siano sempre riferibili alla categoria T1, ovvero quali "superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ".

6.4 Azioni sismiche di progetto

Le azioni sismiche di progetto sono definite sulla base dei dati derivanti dalla pericolosità sismica (a_g, F_0, T_c^*), della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche del sito come definite al paragrafo 3.2.2 delle NTC-2018. Da questi valori possono essere calcolati gli spettri di risposta elastici in accelerazione (paragrafo 3.2.3.2 delle NTC-2018) e gli spettri di progetto (paragrafi 3.2.3.4 e 3.2.3.5 delle NTC-2018).



Di seguito si riportano gli spettri di risposta utilizzati in fase di calcolo.

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

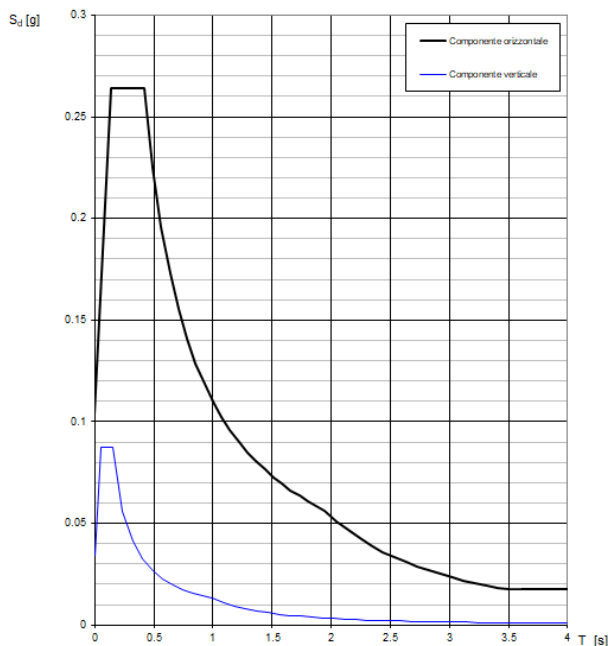


Figura 6-3 – Spettri di risposta SLV

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

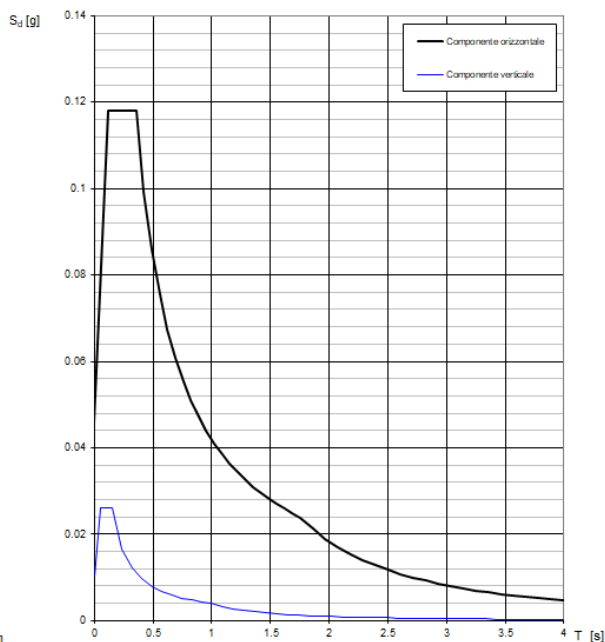


Figura 6-4 – Spettri di risposta SLD

Dove si ricavano i seguenti parametri sismici:

- Coefficiente sismico orizzontale SLV $k_h = 0.104$
- Coefficiente sismico verticale SLV $k_v = 0.052$
- Coefficiente sismico orizzontale SLD $k_h = 0.046$
- Coefficiente sismico verticale SLD $k_v = 0.023$

con:

$$k_h = \beta_m \cdot S \cdot a_g / g$$

$$k_v = 0,5 \cdot k_h$$

β_m coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (assunto uguale a 1);

S coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche

$$S = S_T \cdot S_s = 1 \cdot 1.2 = 1.2$$



7. CRITERI DI VERIFICA E CALCOLO

7.1 Premessa

Le verifiche contenute nel presente documento fanno riferimento a quanto prescritto nelle NTC2018 e successiva circolare esplicativa e negli Eurocodici.

Le verifiche strutturali sono eseguite nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU) e degli Stati Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). Gli stati limite di esercizio esaminati per il soddisfacimento delle prestazioni richieste ai manufatti sono: danneggiamenti locali che possono ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto (controllo delle tensioni massime e della fessurazione del calcestruzzo con verifiche sezionali); eccessive deformazioni che possono limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto (verifica dei rapporti limite deformazione massima o spessore/luce di calcolo).

I dispositivi di appoggio sono verificati anche agli Stati Limite di Collasso (SLC).

Per ogni stato limite deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d \quad (\text{eq. 6.2.1 delle NTC2018})$$

dove

E_d valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

7.2 Combinazioni delle azioni

Ai fini delle verifiche agli stati limite, la combinazione delle azioni è effettuata secondo quanto disposto dalle NTC-2018.

In particolare, si fa riferimento alle seguenti combinazioni:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i>1} \gamma_{Qi} \cdot \psi_{oi} \cdot Q_{ki}$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_{i>1} \psi_{oi} \cdot Q_{ki}$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i>1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica:



$$E + G_1 + G_2 + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Per la determinazione degli effetti complessivamente indotti dal sisma, si è proceduto ad una combinazione direzionale:

$$\pm 1,00 E_1 \pm 0,30 E_2 \pm 0,30 E_3$$

7.2.1 Coefficiente delle azioni agli stati limite

Per le verifiche agli SLU dei ponti stradali si adottano i valori dei coefficienti parziali della tabella sotto riportata (rif. tab. 5.1.V del D.M. 17/01/2018).

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 _{ε1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	γ _{ε2} , γ _{ε3} , γ _{ε4}	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

Figura 7-1 – Valori dei fattori parziali agli SLU per ponti stradali

I coefficienti di combinazione dei carichi per ponti stradali, applicati in tutte le combinazioni, sono riferiti alla Tab. 5.1.VI del D.M. 17/01/2018.



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

Figura 7-2 – Valori dei coefficienti di combinazione per ponti stradali

I valori caratteristici dei azioni dovute al traffico sono funzione del gruppo di carico considerato, come mostrato in Tab. 5.1.IV delle NTC 2018 sotto riportata.

Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5KN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti pedonali
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Figura 7-3 – Gruppi di azioni dovute al traffico

7.3 Stati Limite di Esercizio (SLE)

Le verifiche agli Stati Limiti di Esercizio (SLE) sono eseguite sulle tensioni massime degli elementi della sezione resistente, composta dalle travi precomprese e dal getto della soletta. Le verifiche sono effettuate sia sul calcestruzzo sia sull'acciaio dei cavi da precompressione. In questa fase non si considera, a favore di sicurezza, il contributo dovuto all'armatura lenta della trave e della soletta.



Le limitazioni riportate nei paragrafi successivi sono riferite all'Eurocodice 2 al paragrafo 5.10.

7.3.1 Verifica della trave precompressa in fase di tiro

Prima del getto della soletta la verifica viene effettuata sulla sezione costituita dalla sola trave precompressa. I valori limite delle tensioni sono pari a:

- Calcestruzzo a compressione: $\sigma_c \leq 0,7 \cdot f_{ck}$
- Calcestruzzo a trazione: $\sigma_{ctm} \leq \frac{f_{ctm}}{1.2}$
- Acciaio precompressione $\sigma_p \leq \sigma_{p,0,limite}$

Con $\sigma_{p,0,limite} = \min\{0,75 \cdot f_{pk}; 0,85 \cdot f_{p,0.1k}\}$.

La verifica in fase di tiro viene effettuata sia nel momento stesso del tiro, sia a perdite di precompressione avvenute, prima della posa delle travi.

7.3.2 Verifica dell'intera sezione a ritiro

La verifica dopo la fase di getto della soletta e dei traversi viene condotta sommando alle tensioni calcolate in fase di tiro quelle dovute al peso degli elementi gettati e al loro conseguente ritiro.

I valori limite delle tensioni sono pari a:

- Calcestruzzo a compressione: $\sigma_c \leq 0,45 \cdot f_{ck}$
- Calcestruzzo a trazione: $\sigma_{ctm} \leq \frac{f_{ctm}}{1.2}$
- Acciaio precompressione $\sigma_p \leq \sigma_{p,0,limite}$

Con $\sigma_{p,0,limite} = \min\{0,75 \cdot f_{pk}; 0,85 \cdot f_{p,0.1k}\}$.

7.3.3 Verifica dell'intera sezione agli SLE

La verifica agli SLE viene effettuata seguendo le combinazioni di carico Quasi Permanente, Frequente e Rara. Le tensioni in esercizio sono calcolate sommando quelle in fase di ritiro i valori derivati dagli involuppi delle combinazioni agli SLE.

I valori limite delle tensioni sono pari a:

- Calcestruzzo a compressione (quasi permanente): $\sigma_c \leq 0,45 \cdot f_{ck}$
- Calcestruzzo a compressione (rara): $\sigma_c \leq 0,60 \cdot f_{ck}$
- Calcestruzzo a trazione: $\sigma_{ctm} \leq \frac{f_{ctm}}{1.2}$
- Acciaio precompressione $\sigma_p \leq \sigma_{p,0,limite}$

Con $\sigma_{p,0,limite} = \min\{0,75 \cdot f_{pk}; 0,85 \cdot f_{p,0.1k}\}$.

7.3.4 Verifica della freccia massima

Per la combinazione rara si dovrà valutare che la deformata per i soli carichi accidentali risulti compatibile con l'opera. Dato che la norma non presenta valori limite indicativi per questo tipo di strutture, si fa riferimento a documentazioni di comprovata affidabilità.

In particolare, si fa riferimento al "Manuale di progettazione delle opere civili" di RFI che definisce come limite della freccia, limitatamente agli elementi principali, sotto l'azione dei carichi accidentali di progetto incrementati dinamicamente nella combinazione caratteristica (rara) il valore:



$$f \leq \frac{L}{700}$$

Dove L è la luce di calcolo e f è la massima freccia verticale.

Viene valutata anche la freccia istantanea che si ottiene per effetto della precompressione e del peso proprio della trave, poiché è bene evitare che la monta data dalla precompressione sia eccessiva. Il limite da rispettare è il seguente:

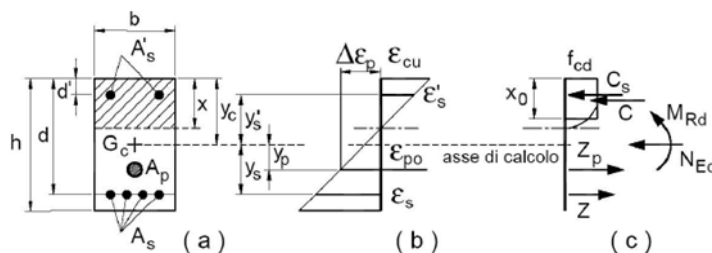
$$f < f_{lim} = \frac{L}{250}$$

7.4 Stati Limite Ultimo (SLU)

Le verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) sono eseguite sulle azioni interne nella trave per definire le caratteristiche dei cavi da precompressione e della staffatura. In via cautelativa si trascura il contributo dell'armatura lenta longitudinale.

7.4.1 Verifica a flessione

Con riferimento alla sezione pressoinflessa retta, la capacità, in termini di resistenza e duttilità, si determina in base alle ipotesi di calcolo e ai modelli $\sigma - \varepsilon$:



Le verifiche a flessione vengono condotte confrontando le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando il corrispondente fattore di sicurezza (FS) come rapporto tra la sollecitazione resistente e la massima agente.

$$FS = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \geq 1$$

Le verifiche flessionali agli SLU sono eseguite adottando le seguenti ipotesi:

- Conservazione delle sezioni piane;
- Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- Rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- Rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima.

Le verifiche sono condotte utilizzando l'applicativo VcaSLU del prof. Gelfi. Nella verifica della sezione principale si tiene conto unicamente del materiale della soletta, applicato all'intera sezione trave-soletta. Questa scelta, a favore di sicurezza, risulta obbligata poiché l'applicativo prevede l'utilizzo di un solo materiale per l'intera sezione.

7.4.2 Verifica a taglio

Per la verifica di resistenza agli SLU, con riferimento alle sollecitazioni taglianti, deve risultare:



$$FS = \frac{V_{Rd}}{V_{Ed}} \geq 1$$

Lo sforzo di taglio agente V_{Ed} sulla singola anima viene valutato come somma dei contributi dovuti al taglio e al momento torcente. Il primo contributo è pari alla metà dell'azione di taglio mentre il secondo è calcolato tramite la formula di Bredt, per le sezioni chiuse a parete sottile. Pertanto si avrà:

$$V_{Ed} = \frac{V}{2} + \frac{T}{2 \cdot \Omega \cdot s} \cdot s \cdot h = \frac{1}{2} \left(V + \frac{T}{\Omega} \cdot h \right)$$

Dove Ω è l'area racchiusa dalla linea media dei contorni della sezione a cassoncino, s e h sono rispettivamente lo spessore e l'altezza dell'anima della sezione

Per il calcolo della resistenza di calcolo V_{Rd} si fa riferimento ai seguenti valori:

- Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio:

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

- Valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento:

$$V_{Rd,s} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg(\alpha) + ctg(\theta)) \cdot \sin \alpha$$

- Valore di progetto del massimo di sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse:

$$V_{Rd,max} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot f'_{cd} \cdot \frac{ctg(\alpha) + ctg(\theta)}{1 + ctg^2(\theta)}$$

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$, con d espresso in mm;
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale;
- A_{sl} è l'area dell'armatura tesa;
- b_w è la larghezza minima della sezione in zona tesa;
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd}$ è la tensione media di compressione della sezione;
- A_c è l'area della sezione in calcestruzzo;
- $v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$;
- A_{sw} è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;
- s è il passo delle staffe;
- f_{yd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio
- α è l'inclinazione dell'armatura resistente a taglio rispetto all'asse dell'elemento;
- θ è l'inclinazione della biella di calcestruzzo compressa e deve essere $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$

7.4.3 Verifica a torsione

Con riferimento alla NTC 2018 – cap.4, si deve prevedere che

$$M_{tRd} \geq M_{tEd}$$

In cui M_{tEd} è il valore di calcolo del momento torcente agente. La resistenza a torsione lato cls viene calcolata con:



$$M_{tRcd} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f_{cd} \cdot \frac{ctg \theta}{1 + ctg^2 \theta}$$

In cui è stato assunto che $t \geq (2 \cdot d)$, per sezioni piene, sia pari a $\frac{A_c}{u}$ dove :

- A_c è l’area della sezione;
- U è il perimetro della sezione;

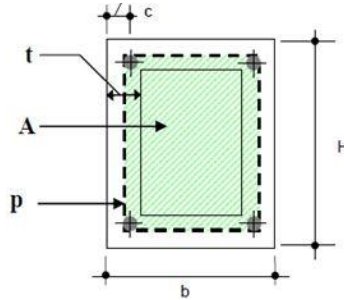


Figura 7-4 – Sezione cls per torsione

La resistenza a torsione relativa alle armature trasversali viene calcolata con:

$$M_{tRtd} = 2 \cdot A \cdot \left(\frac{A_s}{s} \right) \cdot f_{yd} \cdot ctg \theta$$

In definitiva, in presenza di taglio e di momento torcente, l’area totale dell’armatura trasversale viene definita sommando l’area richiesta da ogni verifica.

La resistenza a torsione relativa all’armatura longitudinale si calcola con:

$$M_{tRld} = 2 \cdot A \cdot \left(\frac{\sum A_l}{u_m} \right) \cdot \frac{f_{yd}}{ctg \theta}$$

Dove,

- A è l’area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico;
- A_l è l’area delle barre longitudinali;
- A_s è l’area delle staffe;
- u_m è il perimetro medio del nucleo resistente;
- s è il passo delle staffe.

La resistenza alla torsione del cordolo è la minore delle tre sopra definite:

$$M_{tRd} = \min (M_{tRcd}; M_{tRtd}; M_{tRsd})$$



8. ANALISI DEI CARICHI

8.1 Carichi permanenti strutturali (G1)

I carichi permanenti strutturali sono riferiti agli elementi in calcestruzzo armato delle travi e della soletta, il cui peso per unità di volume è $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$.

8.2 Carichi permanenti non strutturali (G2)

I carichi permanenti non strutturali si riferiscono al peso della pavimentazione, delle barriere di sicurezza a bordo strada, delle reti di protezione, degli impianti e delle velette.

- Pavimentazione

Per il calcolo di tali azioni, si assume un peso specifico della pavimentazione pari a circa 22 kN/m^3 ed un'altezza del pacchetto stradale spesso in media 16 cm . In base a tali valori, il carico indotto è uguale a:

$$22 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,16 \text{ m} = 3,52 \text{ kPa}$$

- Barriera di sicurezza

Si assume un carico delle barriere di sicurezza pari a $1,5 \text{ kN/m}$.

- Impianti

Il peso proprio complessivo degli impianti è pari a $1,00 \text{ kN/m}$

- Veletta

Il peso proprio complessivo della veletta è pari a $1,50 \text{ kN/m}$

8.3 Ritiro (G3)

In questo paragrafo saranno descritte le azioni da ritiro limitatamente ai componenti di calcestruzzo gettati in opera (soletta e traversi) in quanto si ipotizza che il ritiro delle travi prefabbricate sia già avvenuto al momento della posa. Il contributo del ritiro allo stato tensionale delle travi prefabbricate è descritto nel paragrafo della precompressione.

Per quanto riguarda le azioni da ritiro del calcestruzzo, la deformazione assiale totale sulla soletta superiore è stata valutata sommando i due contributi di deformazione per ritiro autogeno (ε_{ca}) e per essiccamento (ε_{cd}).

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

in cui

- $\varepsilon_{cd} = k_h \cdot \varepsilon_{c0}$ è il valore medio a tempo infinito della deformazione per essiccamento;
- $\varepsilon_{ca} = -2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$ è il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno.

Per la valutazione delle componenti di deformazione da ritiro sulla soletta e sui traversi si considera:

- $f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$
- $u_r = 85 \%$

La deformazione per ritiro al tempo iniziale ε_{c0} è funzione della resistenza caratteristica a compressione



f_{ck} del calcestruzzo e dell'umidità relativa dell'ambiente in cui avviene la maturazione, mentre k_h è un coefficiente che dipende dalla dimensione fittizia h_0 della sezione definita dal seguente rapporto

$$h_0 = 2 \left(\frac{A_c}{u} \right)$$

Con

- A_c sezione di cls;
- u perimetro della sezione di cls esposto all'aria.

Il valore di k_h si ottiene da NTC-2018, tabella 11.2.Vb; per interpolazione lineare tra i valori di h_0 presenti in tabella.

Tab. 11.2.Vb – Valori di k_h

h_0 (mm)	k_h
100	1,00
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Figura 8-1 – S Valori di k_h secondo NTC2018

Il valore di ε_{c0} si ottiene dalle NTC-2018, tabella 11.2. Assumendo un'umidità relativa dell'85%, si ottiene per interpolazione $\varepsilon_{c0} = -1,98 \cdot 10^{-4}$ sia per la soletta che per i traversi.

Tab. 11.2.Va – Valori di ε_{c0}

f_{ck}	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità Relativa (in ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

Figura 8-2 – Valori di ε_{c0} secondo NTC2018

8.3.1 Soletta

L'area e il perimetro utilizzate per il calcolo del ritiro nella soletta sono mostrate di seguito:

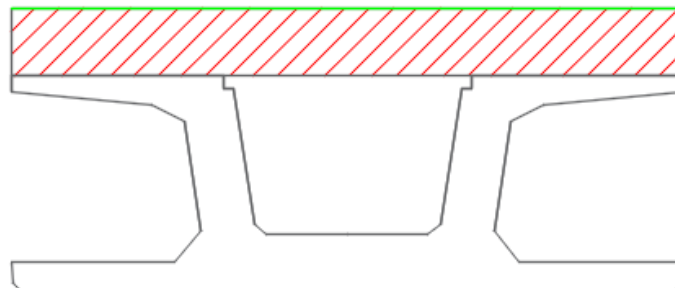


Figura 8-3 – Area (rossa) e perimetro (verde) per il calcolo del ritiro nella soletta

$$A_c = 0,625 \text{ m}^2$$

$$u = 2,5 \text{ m}$$



$$h_0 = 500mm$$

$$k_h = 0,700$$

La deformazione a tempo infinito per ritiro autogeno è quindi:

$$\varepsilon_{ca} = -6,25 \cdot 10^{-5}$$

mentre la deformazione a tempo infinito per essiccamento è pari a:

$$\varepsilon_{cd} = -1,38 \cdot 10^{-4}$$

La deformazione per ritiro totale a tempo infinito risulta

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = -2,01 \cdot 10^{-4}$$

8.3.2 Traversi

L'area e il perimetro utilizzate per il calcolo del ritiro nella soletta sono mostrate di seguito:

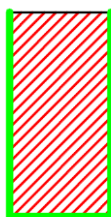


Figura 8-4 – Area (rossa) e perimetro (verde) per il calcolo del ritiro nei traversi

$$A_c = 0,18 m^2$$

$$u = 1,5 m$$

$$h_0 = 240 mm$$

$$k_h = 0,810$$

La deformazione a tempo infinito per ritiro autogeno è quindi:

$$\varepsilon_{ca} = -6,25 \cdot 10^{-5}$$

mentre la deformazione a tempo infinito per essiccamento è pari a:

$$\varepsilon_{cd} = -1,60 \cdot 10^{-4}$$

La deformazione per ritiro totale a tempo infinito risulta

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = -2,22 \cdot 10^{-4}$$

Il ritiro è un fenomeno lento e le massime sollecitazioni sulla struttura, valutate con i criteri appena esposti, si sviluppano solo nel lungo periodo. In tale arco temporale, anche il modulo di elasticità istantaneo del calcestruzzo subisce delle riduzioni per effetto dei fenomeni viscosi cui normalmente sono soggette tutte le strutture in c.a.

A causa dei fenomeni viscosi, il modulo elastico può assumere i valori ridotti che verranno determinati successivamente. Di conseguenza saranno soggette alla medesima riduzione anche tutte le sollecitazioni il cui effetto si sviluppa pienamente nel lungo periodo. Il coefficiente di viscosità $\phi(\infty, t_0)$ si ricava da NTC 2018 – tab. 11.2.VII.:



Tab. 11.2.VII - Valori di $\phi(\infty, t_0)$. Atmosfera con umidità relativa di circa il 55%

t_0	$h_0 \leq 75$ mm	$h_0 = 150$ mm	$h_0 = 300$ mm	$h_0 \geq 600$ mm
3 giorni	4,5	4,0	3,6	3,3
7 giorni	3,7	3,3	3,0	2,8
15 giorni	3,3	3,0	2,7	2,5
30 giorni	2,9	2,6	2,3	2,2
≥ 60 giorni	2,5	2,3	2,1	1,9

Per $t_0 = 28$ giorni e $h_0 = 500$ mm si ricava: $\phi(\infty, t_0) = 2.20$.

Considerando che nel modello di calcolo è definito il modulo elastico istantaneo E_{cm} , mentre le sollecitazioni associate alle deformazioni per ritiro impedito possono essere stimate con riferimento all'AAEM:

$$E_{c,\infty} = \frac{E_{cm}}{1 + \psi \phi(\infty, t_0)}$$

Dove ψ è definita nell' EC4-2 come:

Tipo di azione	EC4-2
Carichi permanenti e presollecitazione con cavi dopo che la connessione trave-soletta sia divenuta efficace	1,10
Effetti isostatici ed iperstatici del ritiro	0,55
Presollecitazione con cedimenti vincolari	1,50

ne segue che l'azione totale da ritiro può essere ridotta dello stesso rapporto.

Infatti, in forma duale alla funzione di viscosità appena introdotta in maniera semplificata con il metodo AAEM, quando a un corpo viene impressa una deformazione, assegnata al tempo t_0 e successivamente mantenuta costante nel tempo, lo stato tensionale si riduce. Questa riduzione è valida per azioni a lungo termine o per gli Stati Limite Ultimo in quanto gli effetti viscosi si sono sviluppati, mentre per azioni a breve termine Rare o frequenti, per cui gli effetti viscosi sono trascurabili, oltre al fatto che questi carichi possono essere già presenti a pochi giorni dalla messa in opera della struttura, viene considerata l'azione massima da ritiro: per semplicità si divide il coefficiente di combinazione ai diversi stati limite per il valore di $1 + \psi \phi(\infty, t_0)$ per le sole combinazioni che interessano effetti a lungo termine (SLU e SLE Quasi permanente).

8.4 Carichi variabili (Q)

8.4.1 Neve

Per il carico da neve vale quanto specificato nel capitolo 3.4 delle NTC2018. Si definisce in particolare la zona di carico neve (cap 3.4.2 – NTC2018), individuata dalla seguente figura:

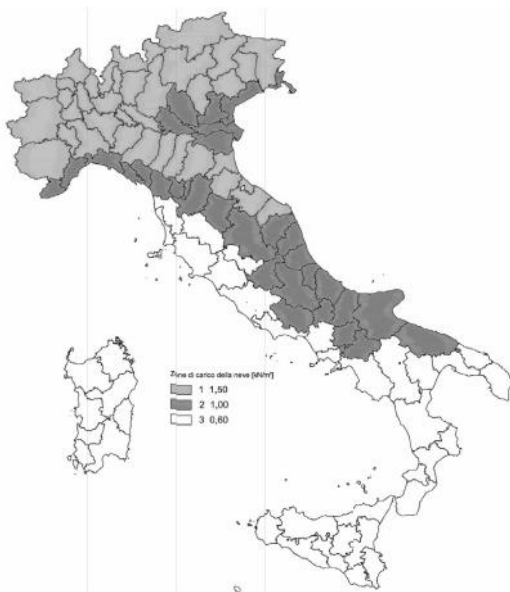


Figura 8-5 – Zone di carico neve

Per la comune di Genova si fa riferimento alla zona II ai quali corrispondono i seguenti valori di riferimento del carico della neve al suolo:

- $q_{sk} = 1,00 \text{ kPa}$ per $a_s \leq 200m$
- $q_{sk} = 0,85 \left[1 + \left(\frac{a_s}{481} \right)^2 \right] \text{ kPa}$ per $a_s > 200m$

La topografia del terreno viene considerata "Normale: Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi". La relativa classe di esposizione è $C_e = 1,0$.

Ponendo il coefficiente termico $C_T = 1,0$ ed il coefficiente di forma $\mu_1 = 0,80$ essendo l'inclinazione dell'impalcato minore di 30° , si ha come valore di carico neve:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_1 \cdot C_e \cdot C_T = 0,8 \text{ kPa}$$

8.4.2 Vento

I carichi derivanti dal vento sono definiti a partire dalle indicazioni riportate dal Consiglio Nazionale delle Ricerche (CNR) nelle "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni", dall'Eurocodice 1-1-4 e dalle NTC2018 con annessa circolare.

In particolare, nel paragrafo G11 redatto dal CNR vengono definite le azioni per determinate tipologie di impalcato da ponte, tra le quali si ritrova una schematizzazione della struttura oggetto di studio.

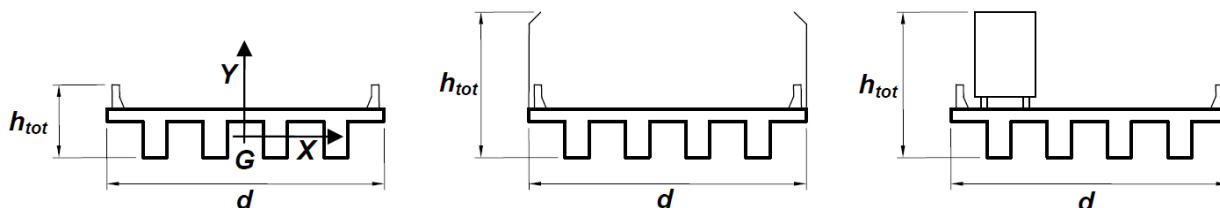


Figura 8-6 – Schematizzazione impalcato (Figura G.54, CNR_DT207_R1/2018)

Si considera una coppia di forze f_x e f_y rispettivamente in direzione orizzontale in verticale e un momento



m_z come mostrato nelle seguenti formule e figura (Paragrafo 3.3.4, CNR_DT207_R1/2018).

$$f_x(z) = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fx}$$

$$f_y(z) = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fy}$$

$$m_z(z) = q_p(z) \cdot l^2 \cdot c_{mz}$$

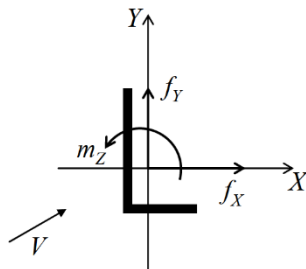


Figura 8-7 – Forze legate all'azione del vento

I coefficienti c_{fx} e c_{fy} sono i coefficienti di forza, mentre c_{mz} è il coefficiente di momento e sono definiti dalle seguenti equazioni:

$$c_{fx} = \begin{cases} \frac{1,85}{d/h_{tot}} - 0,10, & 2 \leq d/h_{tot} \leq 5 \\ \frac{1,35}{d/h_{tot}} - 0,10, & d/h_{tot} > 5 \end{cases}$$

$$c_{fy} = \begin{cases} \pm \left(0,7 + 0,1 \frac{d}{h_{tot}} \right), & 0 \leq d/h_{tot} \leq 5 \\ \mp 1,2, & d/h_{tot} > 5 \end{cases}$$

$$c_{mz} = \pm 0,2$$

Le forze dovute al vento sono da valutare in condizione di impalcato scarico e di impalcato carico. Nel primo caso si considera come altezza h_{tot} la distanza tra l'intradosso delle travi e il punto più alto dell'impalcato, considerando anche eventuali barriere stradali, acustiche o reti di sicurezza.

Nel caso in esame si ha, in condizioni di impalcato scarico, un'altezza pari a 2,15m dovuta all'altezza strutturale dell'impalcato (0,8m le travi e 0,25m la soletta, trascurando lo spessore aggiuntivo dei cordoli) e all'altezza della barriera di sicurezza (1,10m).

In condizione di vento carico, invece, le NTC-2018 definiscono un'altezza di 3m sopra il piano stradale dovuta ai carichi viaggianti. Trascurando lo spessore della pavimentazione, si considera in condizioni di impalcato carico $h_{tot} = 4,05m$.

La lunghezza d è pari alla larghezza dell'impalcato ed è posta uguale a 8,0 m.

Si definiscono, dunque, i coefficienti definiti dalle formule di cui sopra:



Tabella 8-1 – Coefficienti di forza e di momento azione del vento

CONFIGURAZIONE	d/h_{tot}	c_{fx}	c_{fy}	c_{mz}
Scarico	3,74	0,39	$\pm 1,07$	$\pm 0,20$
Carico	1,99	1,00	$\pm 0,90$	$\pm 0,20$

Per il calcolo delle forze f_x , f_y e m_z si definiscono le seguenti quantità, ricavate dalle NTC-2018.

8.4.2.A Pressione cinetica di picco

La pressione cinetica di picco q_p (in N/m^2) è data dall'espressione:

$$q_p = q_r \cdot c_e$$

Dove q_r è la pressione cinetica di riferimento e c_e è il coefficiente di esposizione.

8.4.2.B Pressione cinetica di riferimento

La pressione cinetica di riferimento q_r (in N/m^2) è data dall'espressione:

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2$$

Dove v_r è la velocità di riferimento del vento (in m/s) e ρ è la densità dell'aria, assunta convenzionalmente costante e pari a $1,25 \text{ kg}/m^3$.

8.4.2.C Velocità di riferimento

La velocità di riferimento v_r è definita come:

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

con

- v_b = velocità base di riferimento;
- c_r = coefficiente di ritorno.

Il coefficiente di ritorno è funzione del periodo di ritorno di progetto T_R (espresso in anni). In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, il coefficiente di ritorno è fornito dalla relazione:

$$c_r = 0,75 \cdot \sqrt{1 - 0,2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$$

Si assume $T_R = 50 \text{ anni}$, cui corrisponde $c_r = 1$, si ha quindi $v_r = v_b$.

La velocità base di riferimento v_b è fornita dal prodotto della velocità base di riferimento al livello del mare $v_{b,0}$ per il coefficiente di altitudine c_a , di seguito definito.

Detta a_s l'altitudine, in m sul livello del mare, del sito, risulta:

- $c_a = 1$ per $a_s \leq a_0$;
- $c_a = 1 + k_s \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right)$ per $a_0 < a_s \leq 1500m$.

Per altitudini superiori a $1500m$ sul livello del mare, i valori della velocità di riferimento possono essere ricavati sulla base di risultati di adeguate indagini statistiche, particolarmente raccomandate in prossimità di vette e crinali. In assenza di tali valutazioni, in ogni caso, il valore di v_b non potrà essere minore di quello previsto per $1500m$ di altitudine.



I valori di $v_{b,0}$, a_0 e k_s sono definiti in funzione delle nove zone in cui è suddiviso il territorio italiano (Tabella 3.3.I delle NTC-2018).

Nel caso in esame si ha $a_s \approx 22m$, siccome $a_0 = 1000 m$ si ha $c_a = 1$.

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Figura 8-8 – Parametri $v_{b,0}$, a_0 e k_s

8.4.2.A Coefficiente di esposizione

In assenza di analisi specifiche, che tengano conto della direzione di provenienza del vento, della scabrezza e della topografia del terreno che circonda l'opera, per altezze dal suolo non maggiori di 200 m, il coefficiente di esposizione c_e può essere ottenuto con la formula:

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

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

dove:

- k_r , z_0 e z_{min} sono parametri assegnati in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione in esame (Tabella 3.3.II delle NTC 2018);
- c_t è il coefficiente di topografia.

Nonostante l'andamento del coefficiente di esposizione non sia lineare, per il calcolo dell'azione del vento sull'impalcato si considera il valore associato all'altezza media dello stesso. Essa è valutata sommando al valore dell'altezza totale h_{tot} la quota dell'intradosso delle travi rispetto al piano campagna.

La categoria di esposizione è assegnata in funzione della posizione geografica del sito ove sorge l'opera e della classe di rugosità del terreno.

Il coefficiente topografico c_t è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle collinose e montane. Solo nel caso di costruzioni ubicate presso la sommità di colline o pendii isolati il coefficiente di topografia c_t deve essere valutato dal progettista con analisi più approfondite. Essendo in zona essenzialmente piana, si assumerà pertanto $c_t = 1$.

Per la verifica dell'impalcato si considera una classe di rugosità del terreno pari a D e una distanza dalla costa maggiore di 4 km. Questi dati portano ad una categoria di esposizione pari a IV.

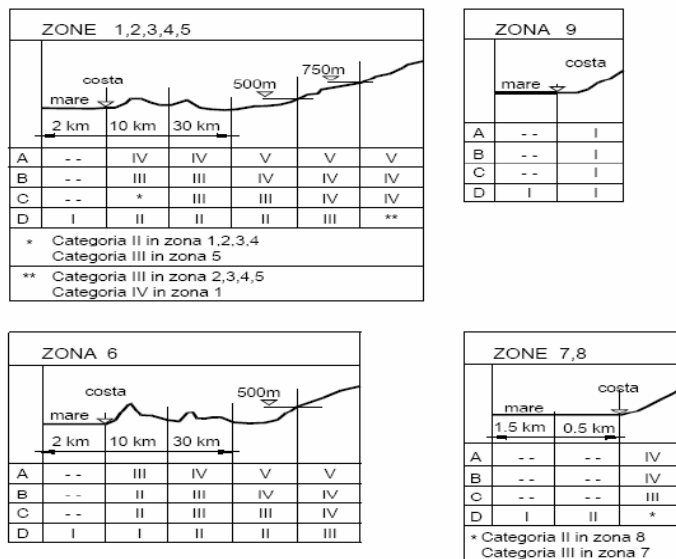


Figura 8-9 – Definizione delle categorie di esposizione (Figura 3.3.2 delle NTC 2018).

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	K_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Figura 8-10 – Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione c_e (Tab. 3.3.II delle NTC-2018)

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate,)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

Figura 8-11 – Classi di rugosità del terreno (Tabella 3.3.III delle NTC 2018)

8.4.2.B Valori numerici

Si riportano di seguito i valori ottenuti dall'analisi descritta nei precedenti paragrafi.



Tabella 8-2 – Caratteristiche geografiche

AZIONI DEL VENTO CAP. 3.3 NTC 2018			
CARATTERISTICHE GEOGRAFICHE			
Località	Comune	Genova	
Altitudine a_s (slm)		22	m
Zona (1-9)		7	
Classe rugosità terreno		D	
Distanza dalla costa (negativo se in mare)		4	km
Categoria di esposizione		III	
PRESSIONE DEL VENTO			
Velocità base di riferimento quota 0 $V_{b,0}$		28	m/s
a_0		1.000	m
k_s		0,54	1/s
C_a		1,00	
Velocità base di riferimento V_b		28,0	m/s
Periodo di ritorno		50	anni
Coefficiente di ritorno		1,00	
Velocità di riferimento V_r		28,0	
Pressione cinetica di riferimento q_r		0,490	kN/mq
Altezza dal suolo z		22,0	m
K_r		0,20	
Z_0		0,1	m
Z_{min}		5,00	m
Coefficiente di esposizione C_e		2,67	
Coefficiente topografico c_t		1	
Coefficiente dinamico C_d		1	
Pressione di picco del vento q_p		1,310	kN/mq

c_d969.Comune di Genova - Prot. 29/03/2023.0139153.E



Tabella 8-3 – Calcolo delle azioni caratteristiche del vento

AZIONI DEL VENTO SUGLI IMPALCATI CAP. G.11 CNR-DT 207/18			
Tipo		Impalcato isolato	
Traffico		Stradale	
Altezza sagoma veicoli h_v		3,00	m
Larghezza impalcato d		8,05	m
Altezza sezione strutturale		1,05	m
Altezza barriere		1,10	m
Dimensione di riferimento l		8,00	m
Lunghezza impalcato L		18,70	m
Larghezza soletta SAP		8,00	m
PONTE SCARICO			
Altezza totale (h_{tot})		2,15	m
d/h_{tot}		3,74	
Altezza di riferimento z		23,08	m
C_{fx}	(+)	0,39	
C_{fy}	(±)	1,07	
C_{mz}	(±)	0,20	
coefficiente di esposizione C_e		2,71	
q_p		1,327	kN/mq
f_x	(+)	4,183	kN/m
f_y	(±)	11,405	kN/m
m_z	(±)	16,984	kNm/m
PONTE CARICO			
Altezza totale (h_{tot})		4,05	m
d/h_{tot}		1,99	
Altezza di riferimento z		24,03	m
C_{fx}	(+)	1,00	
C_{fy}	(±)	0,90	
C_{mz}	(±)	0,20	
coefficiente di esposizione C_e		2,74	
q_p		1,341	kN/mq
f_x	(+)	10,728	kN/m
f_y	(±)	9,642	kN/m
m_z	(±)	17,165	kNm/m

8.4.3 Temperatura

In accordo con l'NTC-2018 e con l'Eurocodice 1 ed annessi, si definiscono due tipologie di azioni derivanti dalla temperatura, una variazione uniforme e una lineare tra l'intradosso e l'estradosso degli elementi strutturali.

8.4.3.A Variazione di temperatura uniforme

Per la definizione dei valori di variazione di temperatura uniforme si considerano le temperature minime e massime (T_{min} e T_{max}) dell'aria all'ombra, valutate al livello del mare. Questi valori sono valutati dalle



mappe presenti nell'annesso nazionale dell'Eurocodice 1-5.



Figura 8-12 – T°min dell'aria all'ombra
 (EC1-5- annesso nazionale)



Figura 8-13 – T°max dell'aria all'ombra
 (EC1-5- annesso nazionale)

Nel caso oggetto di studio si ha:

$$T_{min} = -11^{\circ}C$$

$$T_{max} = 38^{\circ}C$$

Secondo le indicazioni contenute nello stesso Annesso al paragrafo A.1, si definisce la temperatura a quote superiori rispetto al livello del mare, individuando Genova nella zona climatica II. La quota di progetto è posta pari a 22 m slm.

Si utilizzano quindi le seguenti relazioni per definire le temperature alla quota $h = 22$ m.

$$T_{min,h} = T_{min} - 5.49 \cdot \frac{h}{1000} = -^{\circ}C$$

$$T_{max,h} = T_{max} - 1.95 \cdot \frac{h}{1000} = ^{\circ}C$$

Per la definizione delle componenti di temperatura uniforme minime e massime riferite agli impalcati dei ponti $T_{e,min}$ e $T_{e,max}$ si considera il grafico presente nell'Eurocodice EC1-1-5 al paragrafo 6.1.3.1.

La retta da considerare è quella indicata con il 3 (Impalcato di calcestruzzo) e, per interpolazione, si ottiene $T_{e,min} = -3.46^{\circ}C$ e $T_{e,max} = 40.96^{\circ}C$.

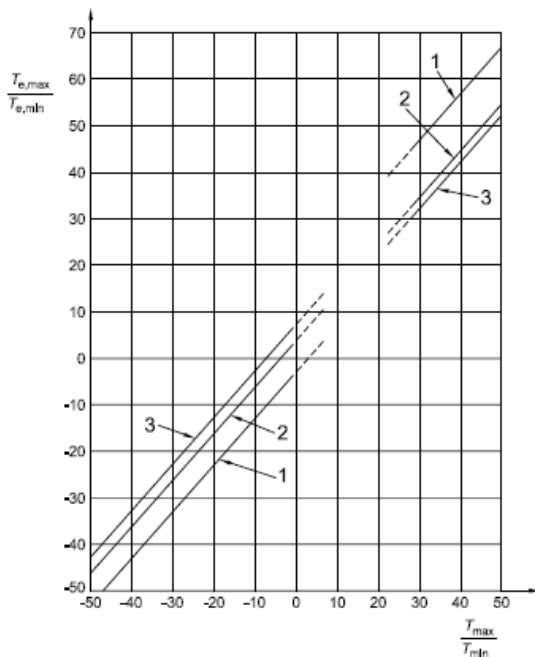


Figura 8-14 – Correlazioni di temperatura minima e massima

La variazione uniforme di temperatura da applicare all’impalcato è data dai valori trovati sopra e una temperatura di ponte iniziale, posta uguale a $T_0 = 15^{\circ}C$ (da Annesso EC1-1-5).

Come variazione uniforme si ha, in definitiva:

$$\Delta T_{N,min} = T_{e,min} - T_0 = -18.46^{\circ}C$$

$$\Delta T_{N,max} = T_{e,max} - T_0 = 25.96^{\circ}C$$

8.4.3.B Variazione di temperatura lineare

Le variazioni lineari di temperature $\Delta T_{M,heat}$ e $\Delta T_{M,cool}$ sono definite, per impalcato da ponte stradali, dall’EC2 al paragrafo 6.1.4.1, da cui vengono considerati i valori di “tipo 3, impalcato di cls – trave scatolare di calcestruzzo”:

Tipo di impalcato	Parte superiore più calda della parte inferiore	Parte inferiore più calda della parte superiore
	$\Delta T_{M,heat} (^{\circ}C)$	$\Delta T_{M,cool} (^{\circ}C)$
Tipo 1: Impalcato di acciaio	18	13
Tipo 2: Impalcato a struttura composta	15	18
Tipo 3: Impalcato di calcestruzzo: - trave scatolare di calcestruzzo	10	5
- trave di calcestruzzo	15	8
- piastra di calcestruzzo	15	8

Nota 1 I valori forniti nel prospetto rappresentano i limiti superiori dei valori della componente di differenza di temperatura variabile linearmente per campioni rappresentativi della geometria del ponte.
 Nota 2 I valori forniti nel prospetto sono basati su una profondità di rivestimento di 50 mm per ponti stradali e ferroviari. Si raccomanda che, per altre profondità di rivestimento, questi valori siano moltiplicati per un fattore k_{sur} . I valori raccomandati per il fattore k_{sur} sono forniti nel prospetto 6.2.

Figura 8-15 – ΔT_M per ponti stradali

Lo stesso EC2 raccomanda il prodotto di tali valori per un coefficiente k_{sur} per tenere conto dei diversi spessori di rivestimento. Nel caso in esame si considera lo spessore della pavimentazione, posto pari a



150mm.

Ponti stradali, pedonali e ferroviari						
Spessore della superficie	Tipo 1		Tipo 2		Tipo 3	
	Parte superiore più calda della parte inferiore	Parte inferiore più calda della parte superiore	Parte superiore più calda della parte inferiore	Parte inferiore più calda della parte superiore	Parte superiore più calda della parte inferiore	Parte inferiore più calda della parte superiore
[mm]	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}
Non rivestito	0,7	0,9	0,9	1,0	0,8	1,1
Impermeabilizzato ¹⁾	1,6	0,6	1,1	0,9	1,5	1,0
50	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
100	0,7	1,2	1,0	1,0	0,7	1,0
150	0,7	1,2	1,0	1,0	0,5	1,0
Massiciata (ballast) (750 mm)	0,6	1,4	0,8	1,2	0,6	1,0

1) Questi valori rappresentano i valori di limite superiore per colori scuri.

Figura 8-16 – k_{sur} per ponti stradali

I valori da applicare per la struttura in esame sono quindi:

$$\Delta T_{max} = \Delta T_{max} \cdot k_{sur} = 10^{\circ}C \cdot 0,50 = 5^{\circ}C$$

$$\Delta T_{min} = \Delta T_{min} \cdot k_{sur} = -5^{\circ}C \cdot 1,00 = -5^{\circ}C$$

8.5 Carichi variabili da traffico (Qt)

Nella progettazione di un ponte il numero di carichi da analizzare è numeroso; in particolare esistono 6 schemi di carico, in cui il primo è usato principalmente per le verifiche globali, dal 2 al 4 per le verifiche locali, il 5 per le passerelle pedonali mentre lo schema 6 è per ponti speciali con luce maggiore di 300m.

Lo schema 1 è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti i quali risultano comprensivi degli effetti dinamici. Per la sua definizione è innanzitutto necessario valutare le colonne di carico o corsie convenzionali.

Il loro valore dipende dalla larghezza dell'impalcato utile e in particolare la norma definisce i seguenti valori.



Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_l = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_l = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_l)$

Figura 8-17 – Tabella NTC18 larghezza colonne di carico

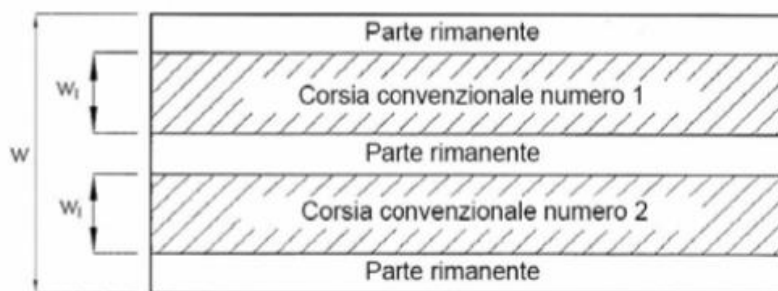


Figura 8-18 – Tabella NTC18 larghezza colonne di carico

Una volta definite le colonne di carico è possibile definire il carico dello schema 1 come riportato da norma. Il carico è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem e da carichi distribuiti, come precedentemente annunciato; la loro intensità nelle varie colonne di carico è mostrata nella figura successiva.

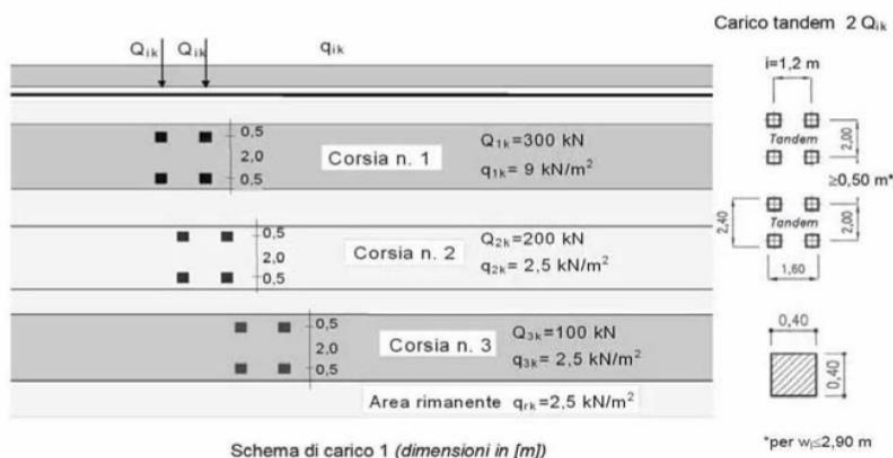


Figura 8-19 – Schema di carico 1

La disposizione dei carichi ed il numero delle corsie sulla superficie carrabile saranno, volta per volta, quelli che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata.

8.5.1 Schema di carico e carichi mobili

Essendo la larghezza della sede stradale pari a 8.0 m, si considerano 3 differenti aree, di cui 2 sono corsie convenzionali, indicative delle corsie di marcia sull'impalcato:

- Corsia 1: carico tandem + carico distribuito

$$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$$



$$q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$$

– Corsia 2: carico tandem + carico distribuito

$$Q_{2k} = 200 \text{ kN}$$

$$q_{2k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

– Corsia 3: carico distribuito dalla presenza di pedoni

$$q_{3k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

Le combinazioni sono definite in modo che siano verificate le seguenti condizioni:

- Combinazione 1: condizione di massima l'azione assiale sulle sottostrutture;
- Combinazione 2: condizione di massima il momento flettente sulle sottostrutture;

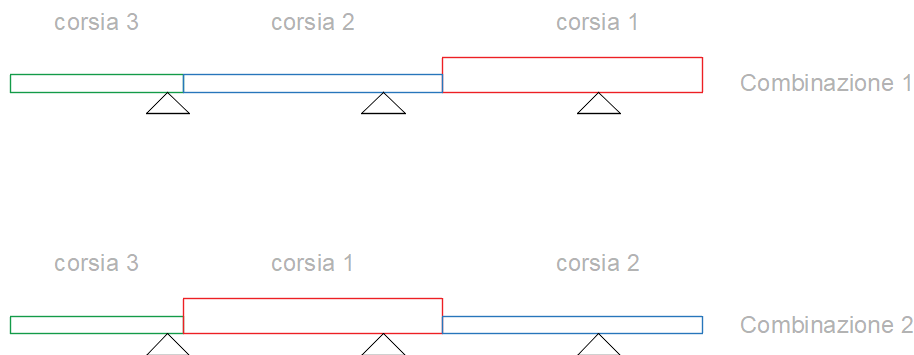


Figura 8-20 – Combinazioni di carico da traffico

8.5.2 Carichi da traffico per la verifica locale della soletta

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta.

Per quanto riguarda il dimensionamento della soletta, invece, si dovrà considerare il peggiore tra quello proveniente dallo Schema di carico 1 e lo Schema di carico 2 descritti di seguito.

8.5.2.A Schema di carico 1

La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di 45°, fino al piano medio della struttura della soletta sottostante. Per tener conto dell'effetto lastra, si aumenta la lunghezza delle impronte di carico di una lunghezza pari alla metà dell'interasse fra gli appoggi.

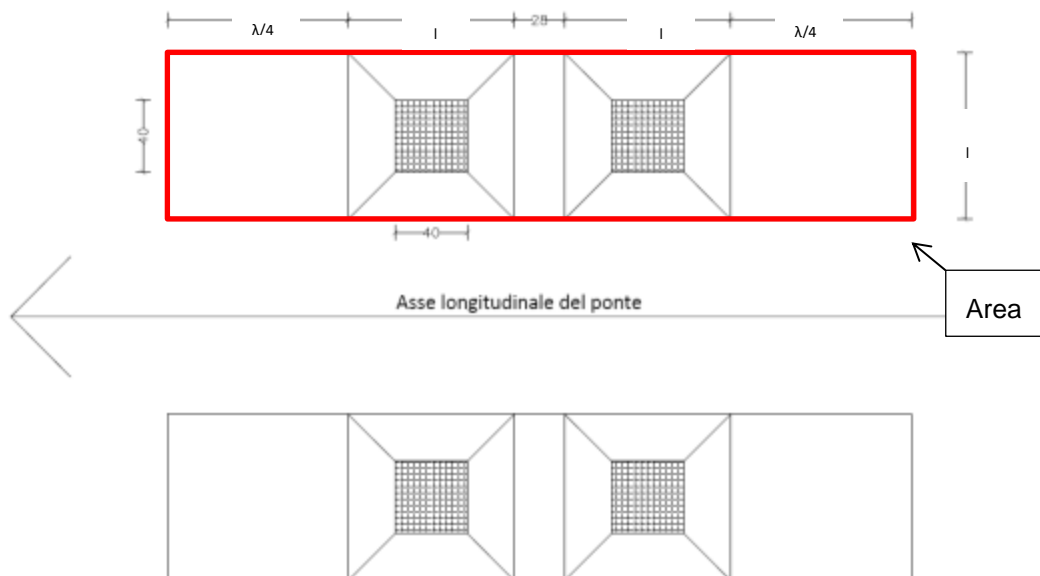


Figura 8-21 – Impronta Schema di carico 1

Il piano medio della soletta si trova ad una profondità rispetto al piano di applicazione del carico pari ad $a + h/2$ dove a è lo spessore della pavimentazione ed h è lo spessore della soletta.

Per cui l'impronta di carico avrà un'ampiezza di:

$$l = 2a + h + b = 2 \cdot 16 + 25 + 40 = 97 \text{ cm}$$

L'interasse λ tra le anime delle travi è di 1.90 m, quindi l'impronta di carico sarà ampliata di una larghezza pari a $\lambda/2 = 0.95$ m. Il carico agente ripartito su una impronta di larghezza pari a 3.14 m sarà quindi:

$$q_{1,corsia} = \frac{Q_{1k}}{A} = \frac{300}{0.97 \cdot 3.14} = 98.5 \frac{kN}{m^2}$$

A questo si aggiungerà il carico uniforme $q_{1,k} = 9 \text{ kN/m}^2$:

$$q_{1,corsia} = 107.8 \frac{kN}{m^2}$$

8.5.2.B Schema di carico 2

L'impronta di carico avrà un'ampiezza in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada) l e trasversale l_t di:

$$l = 2a + h + b = 2 \cdot 16 + 25 + 35 = 92 \text{ cm}$$

$$l_t = 2a + h + b = 2 \cdot 16 + 25 + 60 = 117 \text{ cm}$$

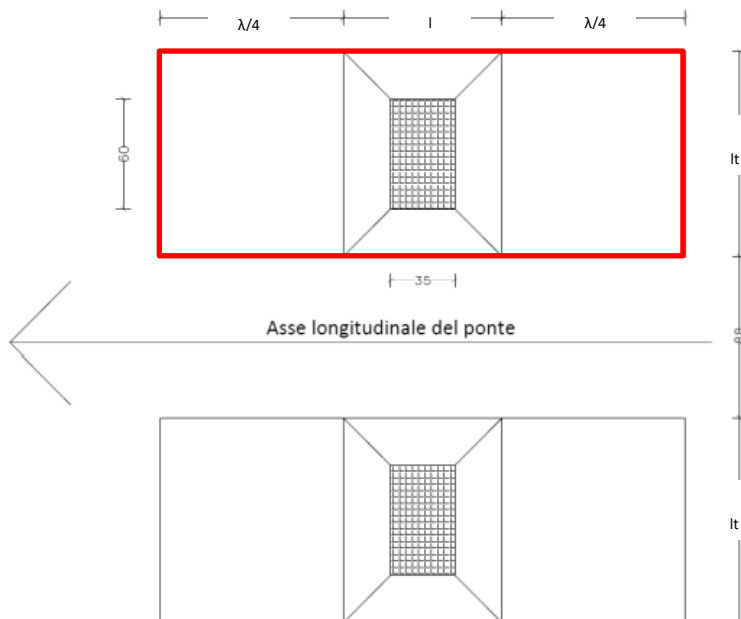


Figura 8-22– Impronta Schema di carico 2

L'interasse λ tra le anime delle travi è di 1.90 m, quindi l'impronta di carico sarà ampliata di una larghezza pari a $\lambda/2 = 0.95$ m.

$$l_l = 1 + \frac{\lambda}{2} = 2.17 \text{ m}$$

$$q_{2,corsia} = \frac{Q_{2k}}{A} = \frac{Q_{2k}}{l_l \cdot l_t} = 91.4 \frac{kN}{m^2}$$

A questo si aggiungerà il carico uniforme $q_{1,k} = 2.5 \text{ kN/m}^2$:

$$q_{2,corsia} = 93.4 \frac{kN}{m^2}$$

Essendo il carico dato dall'impronta dello schema di carico 2 minore se confrontato con quello ricavato dall'impronta dello schema di carico 1, la progettazione e la verifica della soletta sarà effettuata considerando quest'ultimo come schema di carico più gravoso.

8.5.3 Azione di frenatura e accelerazione

Il carico da frenatura è considerato come carico uniformemente distribuito agente in direzione longitudinale all'asse della soletta. Esso vale:

$$Q_{fren} = 0,6 \cdot 2 \cdot Q_{1k} + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w \cdot L = 0,6 \cdot 2 \cdot 300 + 0,10 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 18,70 = 410,49 \text{ kN}$$

8.6 Carico eccezionale (A)

Per il carico da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza si considera il traffico veicolare sopra i ponti come indicato al cap. 3.6.3.3.2 delle NTC18.

Per il supporto delle barriere l'azione dell'urto è definita in accordo al §3.6.3.3.2 delle NTC18 ovvero una forza orizzontale equivalente di collisione pari a 100 kN, agente trasversalmente ed orizzontalmente 1,0m sopra il livello del piano di marcia.



9. PRECOMPRESSIONE

9.1 Tiro iniziale

Con riferimento all'Eurocodice 2 Parte1-1 al paragrafo 5.10.2, la massima tensione nei trefoli per armatura pre-tesa all'atto della tesatura deve rispettare le più restrittive delle seguenti limitazioni:

$$\sigma_{spi} < 0,90 \cdot f_{p(1)k} = 0,9 \cdot 1670 = 1503 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{spi} < 0,80 \cdot f_{ptk} = 0,8 \cdot 1860 = 1488 \text{ MPa}$$

Si ipotizza di applicare ad ogni trefolo una tensione iniziale pari a $\sigma_{spi} = 1300 \text{ MPa}$.

9.2 Perdite istantanee

Le perdite di precompressione istantanee nelle armature pre-tese sono dovute al rientro degli ancoraggi.

Si ipotizza un rientro degli ancoraggi pari a $\Delta\varepsilon_{p,rientro} = 5 \text{ mm}$ che causa una perdita uniforme nelle tensioni dei trefoli pari a:

$$\Delta\sigma_{p,rientro} = \Delta\varepsilon_{p,rientro} \cdot E_p = 9,75 \text{ MPa}.$$

9.3 Perdite differite

Le perdite differite consistono nel ritiro, negli effetti viscosi nel calcestruzzo e nelle perdite per rilassamento dei cavi da precompressione. Il loro contributo verrà valutato singolarmente e sommati gli effetti ignorando l'interazione tra le 3 perdite; questa assunzione, come noto da letteratura, è a favore di sicurezza (si rimanda a Di Prisco M.; Toniolo D. – Cemento Armato, Calcolo agli Stati Limite vol. B).

9.3.1 Ritiro

Le deformazioni dovute al ritiro si valutano analogamente a quanto già descritto al Paragrafo 9.3, con l'unica differenza che la componente legata al ritiro autogeno è posta uguale a 0 poiché si ipotizza di eseguire la maturazione a vapore del calcestruzzo.

L'area e il perimetro utilizzate per il calcolo del ritiro sono mostrati nella figura di seguito.

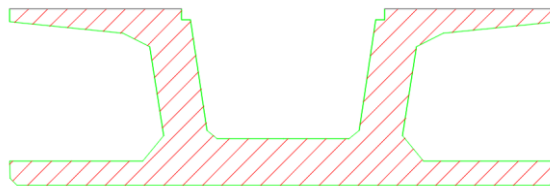


Figura 9-1 – Area (rossa) e perimetro (verde) utilizzate per il calcolo delle perdite differite della precompressione

Per la valutazione delle componenti di deformazione da ritiro si considera:

$$f_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$$

$$u_r = 85 \%$$

$$A_c = 0,710582 \text{ m}^2$$

$$u = 8,4254 \text{ m}$$

$$h_0 = 168,68 \text{ mm}$$



$$k_h = 0,897$$

Ricordando, quindi, che la deformazione a tempo infinito per ritiro autogeno è posta pari a $\varepsilon_{ca} = 0$, la deformazione a tempo infinito per essiccamento, coincidente con la deformazione complessiva per ritiro, è pari a:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} = -1,57 \cdot 10^{-4}$$

9.3.2 Effetti viscosi

Il coefficiente per la valutazione degli effetti viscosi è valutato in base alla relazione riportata nell'appendice B della norma UNI EN 1992-1-1:2005.

$$\Phi(t, t_0) = \Phi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$$

Dove sono presenti le seguenti quantità:

$$\Phi_0 = \Phi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$$

$$\Phi_{RH} = 1 + \left[\frac{1-RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \right]$$

per $f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$

$$\Phi_{RH} = 1 + \left[\frac{1-RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2$$

per $f_{cm} > 35 \text{ MPa}$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{f_{cm}}$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1+t_0^{0,20}}$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{t-t_0}{\beta_H+(t-t_0)} \right]^{0,3}$$

$$\beta_H = 1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \leq 1500$$

per $f_{cm} \geq 35 \text{ MPa}$

$$\beta_H = 1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3$$

per $f_{cm} \geq 35 \text{ MPa}$

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7}$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2}$$

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5}$$

Nelle quali RH è l'umidità relativa ambientale ed è posta uguale a 80%, $f_{cm} = 53 \text{ MPa}$ è la resistenza media a compressione, t e t_0 sono l'età del calcestruzzo rispettivamente al momento considerato e al momento dell'applicazione del carico (in giorni). Questi ultimi valori sono posti rispettivamente pari ad 365 e 28 giorni.

Si riportano di seguito i valori relativi alla struttura oggetto di verifica:

$$\Phi_{RH} = 0,939$$

$$\alpha_1 = 0,748$$

$$\alpha_2 = 0,920$$

$$\alpha_3 = 0,813$$

$$\beta(f_{cm}) = 2,308$$



$$\beta(t_0) = 0,488$$

$$\beta_H = 1219,0$$

$$\Phi_0 = 1,058$$

$$\beta_c(t, t_0) = 0,632$$

Il coefficiente viscoso risulta quindi essere uguale a $\phi(t, t_0) = 0,67$, esso è applicato per modificare il modulo elastico del calcestruzzo nella forma $E(t, t_0) = E \cdot \Phi(t, t_0)$ con conseguente modifica dello stato deformativo.

9.3.3 Rilassamento

La caduta di tensione per rilassamento al tempo t si assume pari al valore calcolato con la formula presente nell'Eurocodice EC2-1-1:2005 al paragrafo 3.3.2, per acciaio con classe di rilassamento 2 (fili o trefoli a basso rilassamento):

$$\Delta\sigma_{pr} = 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{pi}$$

La tensione iniziale del cavo (σ_{pi}) è valutata tenendo in considerazione le perdite istantanee e quelle conseguenti all'applicazione del carico dovuto al peso proprio.

ρ_{1000} è la perdita per rilassamento, in percentuale, a 1000 ore dopo la messa in tensione. Essa è valutata in relazione al valore di $\mu = \sigma_{pi} / f_{pk}$ come mostrato dalla relazione seguente:

$$\rho_{1000} = \begin{cases} 1,0\% & \text{per } \mu = 0,6 \\ 2,5\% & \text{per } \mu = 0,7 \\ 4,5\% & \text{per } \mu = 0,8 \end{cases}$$

t è il tempo misurato in ore dalla messa in tensione, l'Eurocodice suggerisce l'utilizzo di un valore pari a 500000 ore corrispondente a circa 57 anni.

La variazione di deformazione dovuta alla caduta di tensione per rilassamento è valutata come:

$$\Delta\varepsilon_r = \frac{\Delta\sigma_{pr}}{E_s}$$

9.4 Calcolo delle tensioni

Il calcolo delle deformazioni della sezione precompressa è eseguito per mezzo del metodo degli stati di coazione, che consente di tenere conto delle deformazioni impresse che intervengono in una struttura, quali ad esempio la deformazione impressa ai cavi di precompressione, il ritiro e la deformazione viscosa.

Per il calcolo della deformazione totale (ε_{tot}) di una sezione precompressa ad una data quota y si fa riferimento alla seguente espressione:

$$\varepsilon_{tot}(y) = \lambda + \mu \cdot y$$

Nel caso di armature di precompressione di area A_{pi} disposte ai livelli y_{pi} e soggette alle deformazioni impresse $\bar{\varepsilon}_{pi}$ si considerano le seguenti espressioni di λ (deformazione della fibra baricentrica) e μ (pendenza della retta delle deformazioni piane, o curvatura):

$$\lambda = \frac{n}{A_{omog}} \cdot \sum \bar{\varepsilon}_{pi} \cdot A_{pi}$$



$$\mu = \frac{n}{J_{omog}} \cdot \sum \bar{\varepsilon}_{pi} \cdot y_{pi} \cdot A_{pi}$$

Dove A_{omog} e J_{omog} sono rispettivamente l'area e il momento di inerzia della sezione omogeneizzata mentre $n = E_p/E_c = 5,4$ è il rapporto tra il modulo elastico dei trefoli per la precompressione e quello del calcestruzzo.

Le tensioni sono quindi definite dalle seguenti equazioni:

$$\sigma_c(t) = \varepsilon_{c,el} \cdot E_c(t) = (\lambda + \mu \cdot y) \cdot E_c(t)$$

$$\sigma_{pi}(t) = \varepsilon_{p,el} \cdot E_p = (\lambda + \mu \cdot y - \bar{\varepsilon}_{pi}) \cdot E_p$$



10. DISPOSITIVI DI APPOGGIO

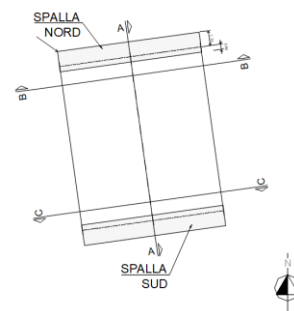
Lo schema appoggi prevede la presenza di apparecchiature di appoggio strutturale a disco elastomerico confinato. In questa tipologia di appoggi le rotazioni attorno ad un qualsiasi asse orizzontale sono assicurate dalla deformità di un disco, elastomerico non armato, confinato entro un basamento monolitico d'acciaio (tazza).

L'elastomero si comporta come un fluido che, sottoposto a pressioni triassiale, offre una debole resistenza alle deformazioni e una contemporanea elevata rigidità verticale.

Oltre ai carichi verticali di compressione, tali appoggi sono in grado di trasferire forze e/o consentire scorrimenti in una o più direzioni del piano orizzontale in base alle diverse tipologie. Nel presente caso, gli appoggi sono posizionati come nel schema della Figura 10-2 e la loro classificazione (fisso, unidirezionale o multidirezionale) è descritta nella tabella di seguito.

Tabella 10-1 – Caratteristiche appoggi

SPALLA	ALINEAMENTO	TIPO	u_{long}	u_{trasv}	r_{max}	$N_{sd,slu}$	$V_{sd,slu}$	D_0	h_{tot}
			+mm	+mm	rad	kN	kN	mm	mm
NORD	DESTRO	Multidirezionale	50	25	0.01	1500	-	245	92
	CENTRALE	Unidirezionale	50	0	0.01	3500	350	395	111
	SINISTRO	Multidirezionale	50	25	0.01	1500	-	245	92
SUD	DESTRO	Unidirezionale	0	50	0.01	4500	450	445	120
	CENTRALE	Fisso	0	0	0.01	4500	450	430	89
	SINISTRO	Unidirezionale	0	50	0.01	4500	450	445	120



I carichi verticale e orizzontale nominale dell'appoggio sono descritte in tabella rispettivamente come " $N_{sd,slu}$ " e " $V_{sd,slu}$ "; il diametro del basamento come " D_0 " e l'altezza totale come " h_{tot} ".

Tutti gli appoggi sono progettati per avere una rotazione massima $r_{max} = 0.01 \text{ rad}$.

Gli appoggi unidirezionali sono progettati per avere un'escursione massima pari a $u_{long} = \pm 50 \text{ mm}$ nella direzione longitudinale del ponte, mentre gli appoggi multidirezionali sono progettati per avere un'escursione massima pari a $u_{long} = \pm 50 \text{ mm}$ e $u_{trans} = \pm 25 \text{ mm}$ nella direzione trasversale del ponte.

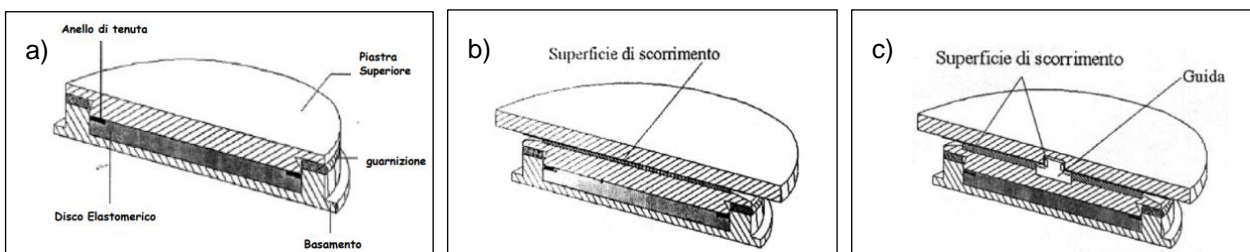
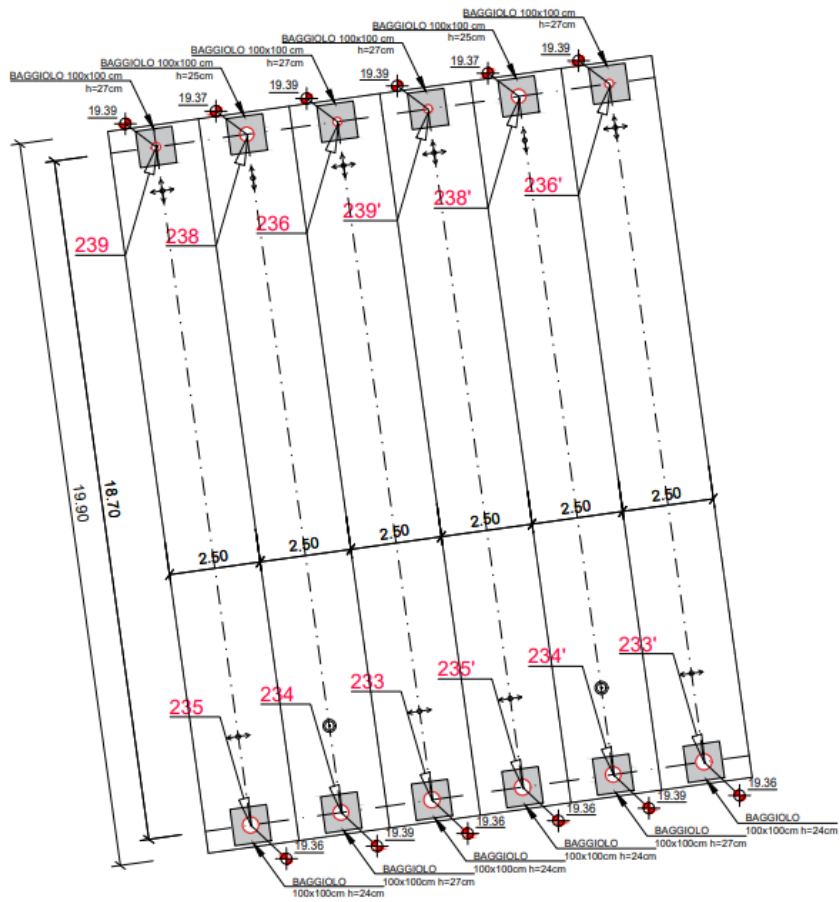


Figura 10-1 – Appoggi elastomerici confinati a) fisso; b) multidirezionale; c) unidirezionale



LEGENDA TIPOLOGIA DI APPOGGI:	
APPOGGI A DISCO ELASTOMERICO CONFINATO	
	APPOGGIO FISSO
	APPOGGIO BIDIREZIONALE
	APPOGGI MONODIREZIONALI

Figura 10-2 – Schema appoggi

c_d969.Comune di Genova - Prot. 29/03/2023.0139153.E



11. IMPOSTAZIONE DEL MODELLO

11.1 Programma di calcolo utilizzato

L'analisi della struttura viene condotta con l'ausilio del programma di calcolo agli elementi finiti per analisi lineari e non lineari SAP 2000 v23 prodotto da Computer&Structures Inc.

Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale è condotta con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni, attraverso il software VCAslu - ver 7.7 e fogli Excel predisposti al calcolo.

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego.

La società produttrice ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione e di non rispetto di limitazioni geometriche. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, si asserisce che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

Strategia di soluzione

Il software schematizza la struttura come interconnessione di elementi posti nelle 3 dimensioni e la risolve mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi.

A partire dalla matrice di rigidezza del singolo elemento, K_e , si assembla la matrice di rigidezza di tutta la struttura K . Tutti i carichi agenti sulla struttura vengono trasformati in carichi nodali (reazioni di incastro perfetto) ed inseriti nel vettore dei carichi nodali p .

Indicando con u il vettore degli spostamenti nodali (incogniti), la relazione risolutiva può essere scritta nella forma:

$$K \cdot u = p$$



Da questa equazione matriciale si ricavano gli spostamenti incogniti u :

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

Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nei vari elementi. La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sulla struttura.

Il successivo calcolo delle armature nei vari elementi viene condotto tenendo conto delle condizioni più gravose che si possono verificare nelle sezioni fra tutte le combinazioni di carico.

11.2 Schematizzazione della struttura

La struttura viene discretizzata, con un modello 3D, in elementi *Frame* (Figura 11-1) utilizzati per la modellazione delle travi, traversi e soletta. Gli elementi *Frame* sono caratterizzati da quattro diverse sezioni descritte nei capitoli di seguito.

La numerazione delle frame e dei nodi è riportata in Figura 11-2 e 11-3, rispettivamente.

I vincoli sono applicati ai nodi corrispondenti all'appoggio delle travi principali.

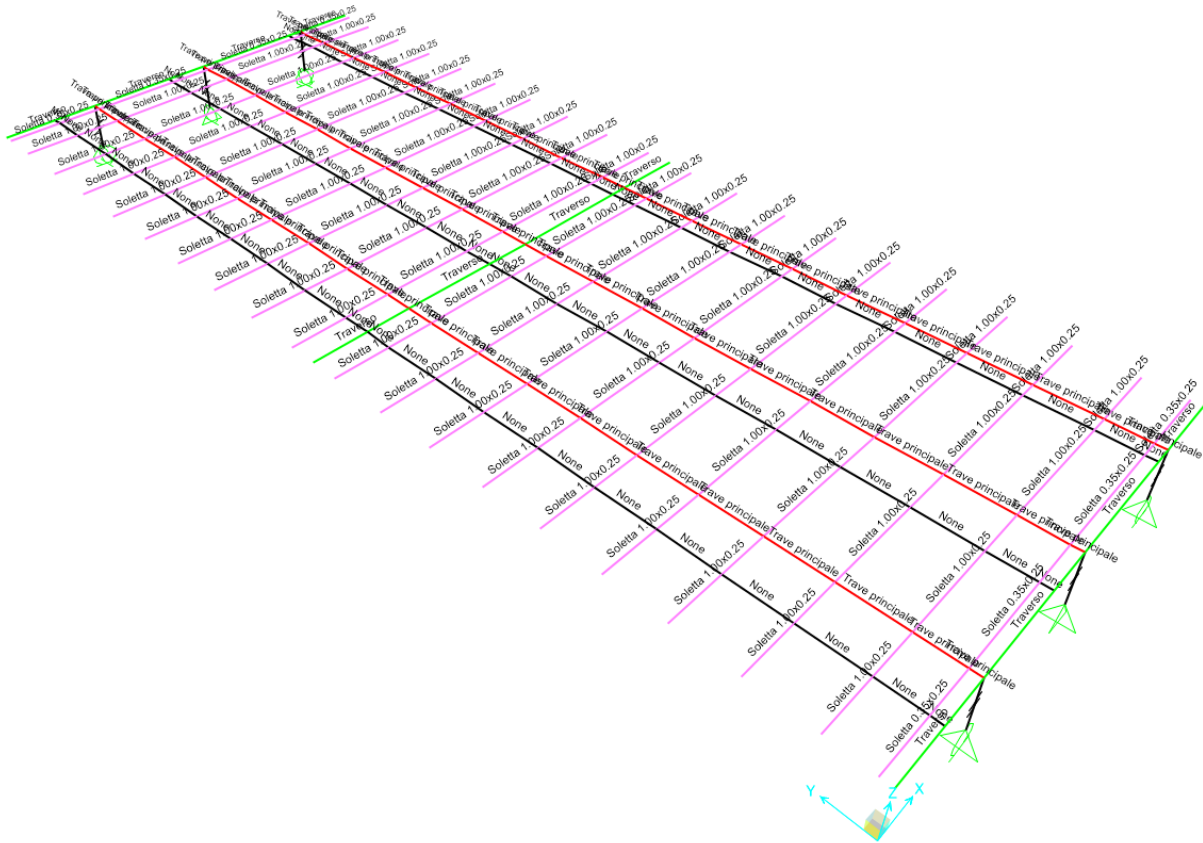
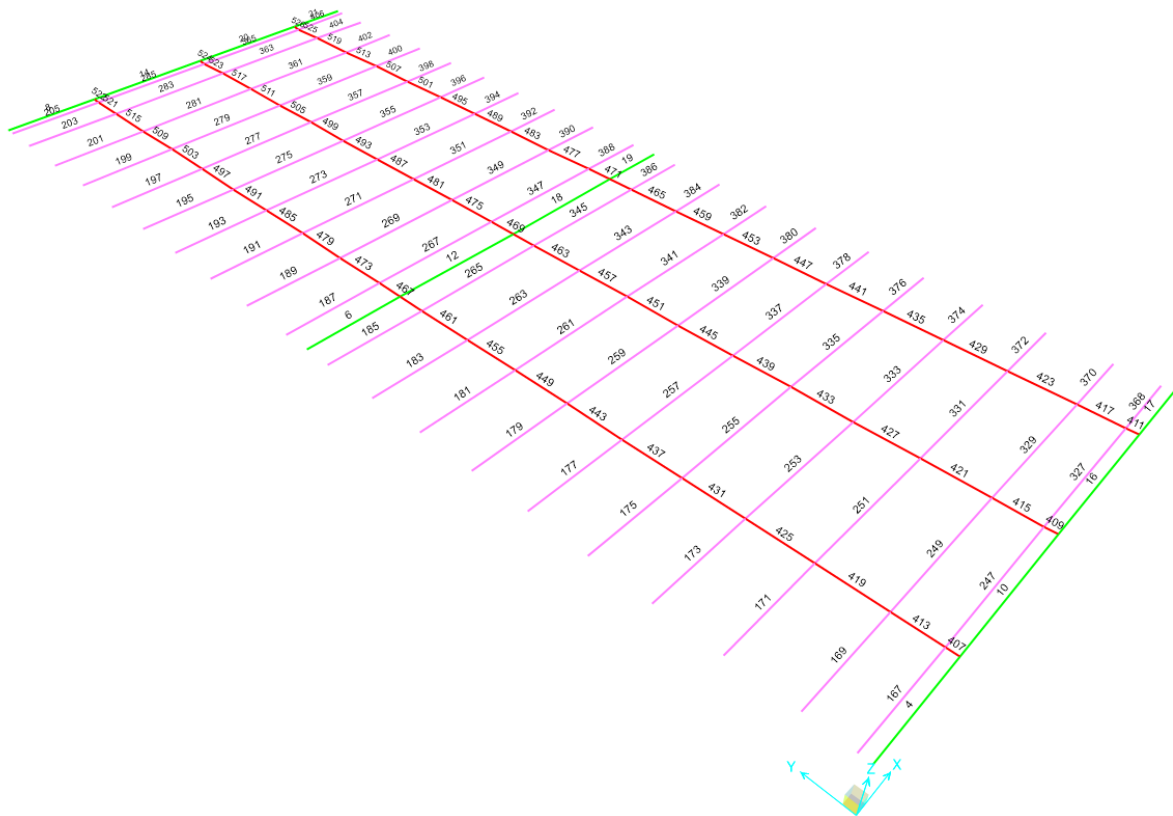


Figura 11-1 – Sezioni elementi frame



C:\d969 - Comune di Genova - Prot. 29/03/2023.0139153.E



Figura 11-2 – Numerazioni elementi frame

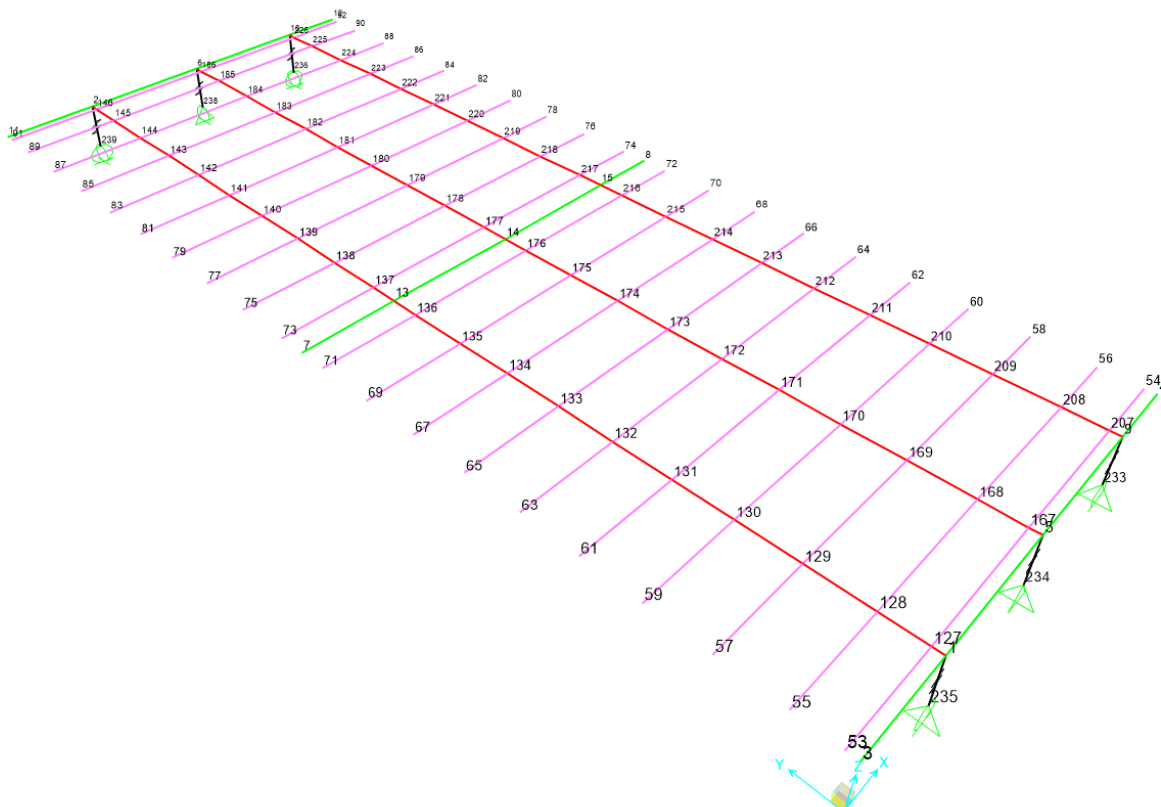


Figura 11-3 – Numerazione dei nodi

11.2.1 Sezione "Trave principale"

Tale sezione è composta dalle travi precomprese di tipo UH80 (di altezza pari a 80 cm) e dallo strato di 25 cm di soletta soprastante. Ai singoli elementi sono stati applicati i relativi materiali (C45/55 per le travi e C35/45 per la soletta).

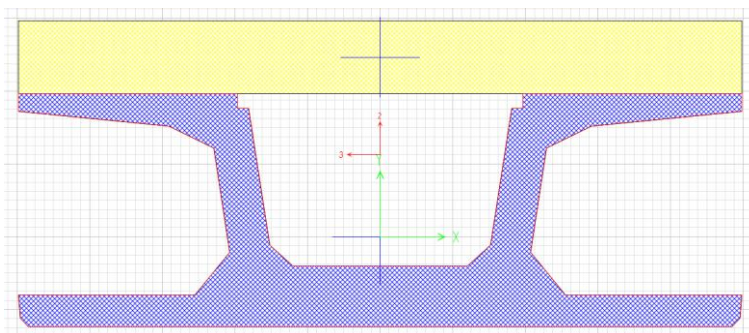


Figura 11-4 – Sezione "Trave principale"

11.2.2 Sezione "Soletta"

Tale sezione è modellata con dimensioni pari a 100x25 cm e 35x25 cm per garantire la rigidezza trasversale della soletta. Ai singoli elementi è stato applicato il materiale "C35/45-nulla", ovvero un materiale con peso per unità di volume nullo, visto che il peso relativo alla soletta è già stato considerato nella sezione composta della trave principale.

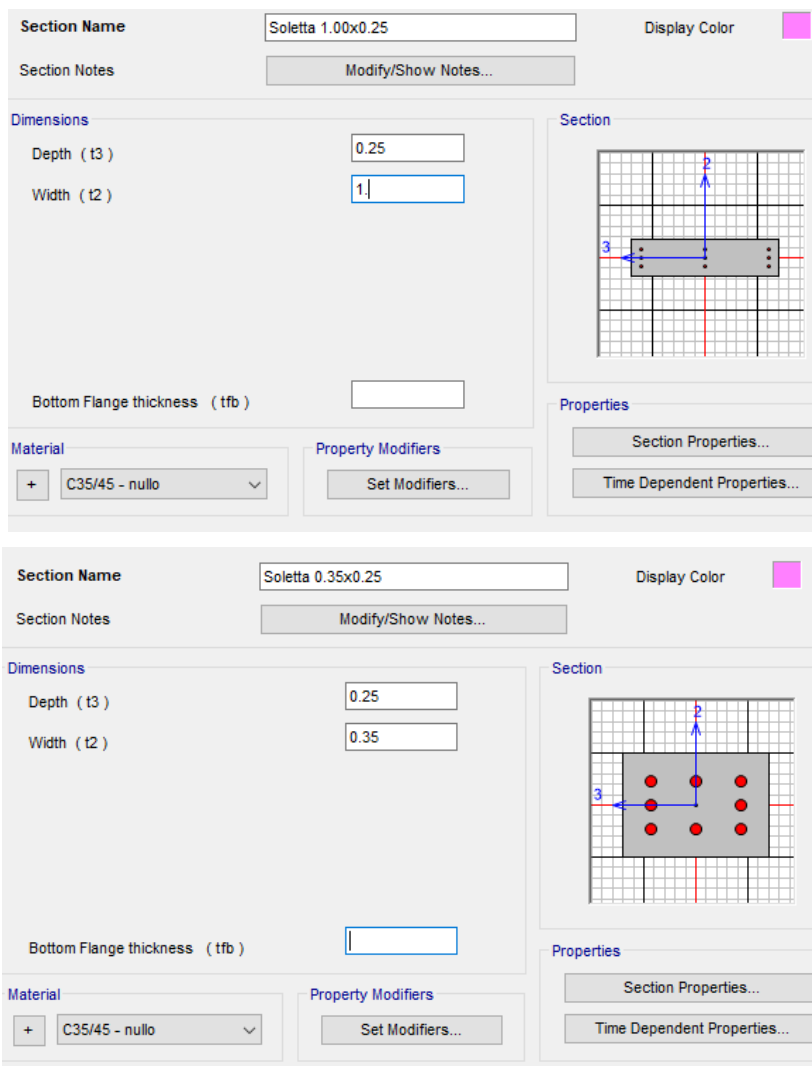


Figura 11-5 – Sezione “Soletta”

11.2.3 Sezione “Traverso”

Tale sezione è corrispondente alle travi gettate costituenti il traverso. Si tratta di una sezione rettangolare 30x60 cm di materiale C35/45.

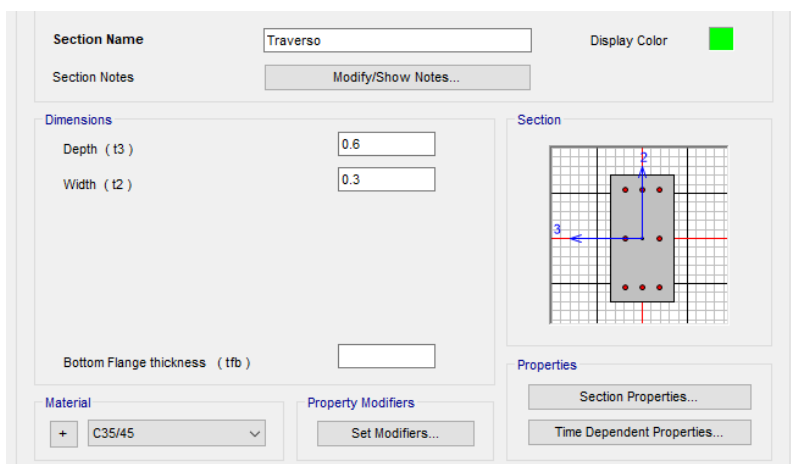




Figura 11-6 – Sezione “Traverso”

11.2.4 Sezione “None”

Gli elementi con assegnata la sezione “None” vengono esclusi automaticamente dall’analisi, la loro funzione è quella di definire le corsie convenzionali e trasferire i carichi dall’asse della corsia agli elementi della struttura.

Section Property	None
Property Modifiers	None
Material Overwrite	None
Releases	None
Partial Fixity Springs	None
Local Axes	Default
Insertion Point	Default
End Length Offsets	None
Max. Station Spacing	0.5
Station at Elm Intersect	Yes
Station at Conc Loads	Yes
P-Delta Force	None
T/C Limits	None
Nonlinear Hinges	None
Hinge Overwrites	None
Line Springs	None
Line Mass	None
Automatic Mesh	
Mesh Option	At Intermediate Joints

Figura 11-7 – Sezione “None”

c_9969 - Comune di Genova - Prot. 29/03/2023.0139153.E



11.3 Load cases

N°	Carico	Etichetta nel software
1	Peso proprio degli elementi modellati	G1
2	Peso proprio del cordolo e della porzione mancante della soletta nell'analisi per fasi costruttive	G1-Cordolo
3	Peso proprio della pavimentazione, barriera di sicurezza, impianti e veletta	G2
4	Ritiro nella soletta e traversi	G3-Ritiro
5	Variazione di temperatura uniforme (espansione)	Q1-DTN_exp
6	Variazione di temperatura uniforme (contrazione)	Q1-DTN_con
7	Variazione di temperatura lineare (riscaldamento sopra)	Q1-DTM_up
8	Variazione di temperatura lineare (raffreddamento sopra)	Q1-DTM_dw
9	Carico da neve	Q2-Neve
10	Forza f_x su impalcato scarico	Q3-Vento_fx_scarico
11	Forza f_y su impalcato scarico	Q3-Vento_fy_scarico
12	Forza m_z su impalcato scarico	Q3-Vento_mz_scarico
13	Forza f_x su impalcato carico	Q3-Vento_fx_carico
14	Forza f_y su impalcato carico	Q3-Vento_fy_carico
15	Forza m_z su impalcato carico	Q3-Vento_mz_carico
16	Carico da traffico distribuito (combinazione 1)	Q4-Traffico1-distribuito
17	Carico da traffico distribuito (combinazione 2)	Q4-Traffico2-distribuito
18	Carico di Frenamento/Accelerazione (combinazione 1)	Q5-Traffico1-Fre/Acc
19	Carico di Frenamento/Accelerazione (combinazione 2)	Q5-Traffico2-Fre/Acc
20	Carico da traffico tandem (combinazione 1)	Q4-Traffico1_tandem
21	Carico da traffico tandem (combinazione 2)	Q4-Traffico2_tandem
22	Analisi sismica con spettro di risposta agli SLV (direzione X)	E_SLV_X
23	Analisi sismica con spettro di risposta agli SLV (direzione Y)	E_SLV_Y
24	Analisi sismica con spettro di risposta agli SLV (direzione Z)	E_SLV_Z
25	Analisi sismica con spettro di risposta agli SLD (direzione X)	E_SLD_X
26	Analisi sismica con spettro di risposta agli SLD (direzione Y)	E_SLD_Y
27	Analisi sismica con spettro di risposta agli SLD (direzione Z)	E_SLD_Z

c_d969.Comune di Genova - Prot. 29/03/2023.0139153.E



12. APPLICAZIONE DEI CARICHI

12.1 Carichi permanenti strutturali (G1)

I carichi permanenti strutturali sono applicati in modo automatico dal software di calcolo a partire dai valori della massa dei singoli materiali. In questa categoria rientrano i carichi dovuti alla sezione composta trave prefabbricata + soletta e ai traversi.

Ai carichi così calcolati si aggiungono quelli dovuti al peso dei cordoli e della porzione d'impalcato non modellati nel software ma valutati come carichi distribuiti (azione verticale e momenti) applicati alla trave esterna.

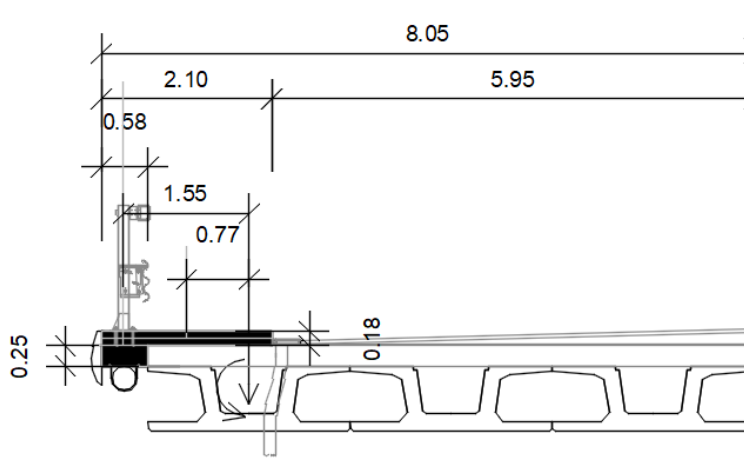


Figura 12-1 – Carichi G1-Cordolo

L'area totale relativa alle porzione d'impalcato e cordolo non modellate nel software di calcolo è calcolata di seguito ben come i relativi carichi applicati direttamente sulla trave principale più esterna.

$$Ac = 0.58 \cdot 0.25 + 2.10 \cdot 0.18 = 0.523 \text{ m}^2$$

$$fz_{G1-Cordolo} = \gamma_{cls} \cdot Ac = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.523 \text{ m}^2 = -13 \text{ kN/m}$$

$$my_{G1-Cordolo} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot (0.77 \cdot 0.18 \cdot 2.10 \text{ m}^3 + 1.55 \cdot 0.58 \cdot 0.25 \text{ m}^3) = -13 \text{ kNm/m}$$

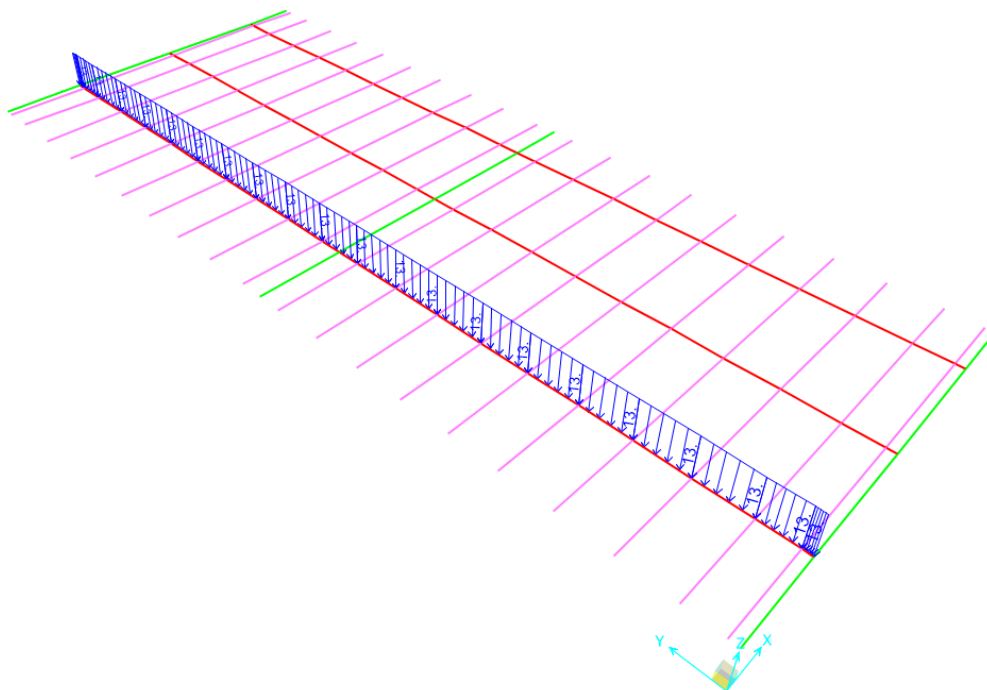


Figura 12-2 – Carichi permanenti strutturali – Azione verticale G1-cordolo

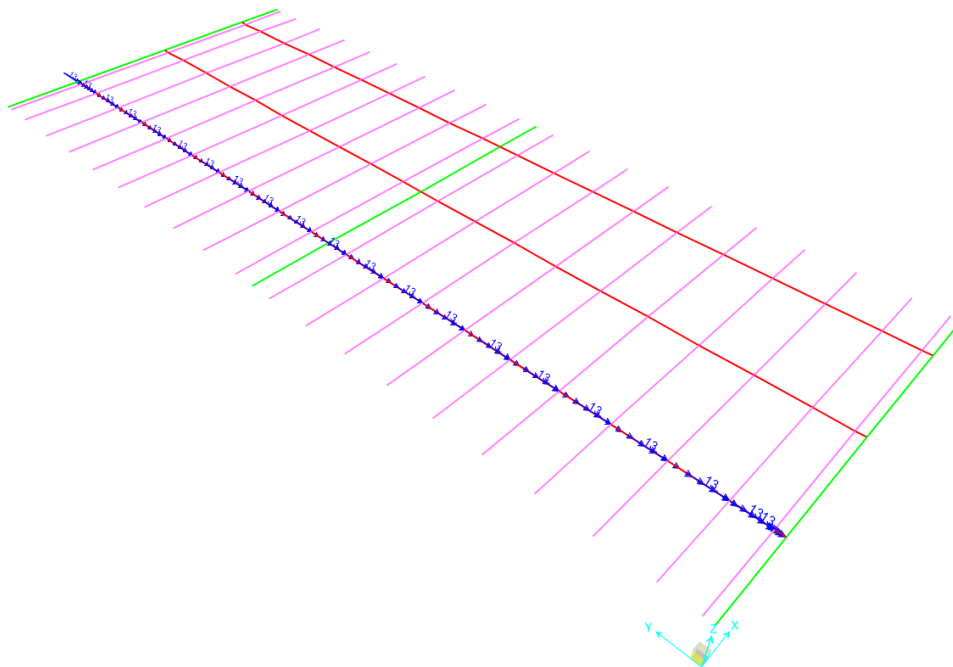


Figura 12-3– Carichi permanenti strutturali – Momento torcente G1-cordolo



12.2 Carichi permanenti non strutturali (G2)

I carichi non strutturali sono dovuti alla presenza di pavimentazione, barriere di sicurezza, impianti e velette nell'opera di studio.

– Pavimentazione

Il carico della pavimentazione è applicato, come carico distribuito verticale, agli elementi “Soletta” presenti nel modello con valore pari a:

$$f_{z_{G2,pav}} = \gamma_{cls} \cdot h_{pav} = 25 \cdot 0.16 = -4 \text{ kN/m}$$

– Barriera di sicurezza

Le barriere di protezione sono considerate come carichi distribuiti applicati direttamente sulla trave principale più esterna

$$f_{z_{G2,barr}} = -1.5 \text{ kN/m}$$

$$m_{y_{G2,barr}} = f_{z_{G2,barr}} \cdot 1.55 = -2.33 \text{ kNm/m}$$

– Impianti e veletta

Tali carichi sono considerati distribuiti e vengono applicati direttamente sulla trave principale più esterna

$$f_{z_{G2,imp-vel}} = -2.5 \text{ kN/m}$$

$$m_{y_{G2,imp-vel}} = f_{z_{G2,imp-vel}} \cdot 1.55 = -3.88 \text{ kNm/m}$$

Pertanto, i carichi permanenti non strutturali totali applicati sulla trave più esterna hanno valori pari a:

$$f_{z_{G2}} = f_{z_{G2,barr}} + f_{z_{G2,imp-vel}} = -4 \text{ kN/m}$$

$$m_{y_{G2}} = m_{y_{G2,barr}} + m_{y_{G2,imp-vel}} = -6.20 \text{ kNm/m}$$

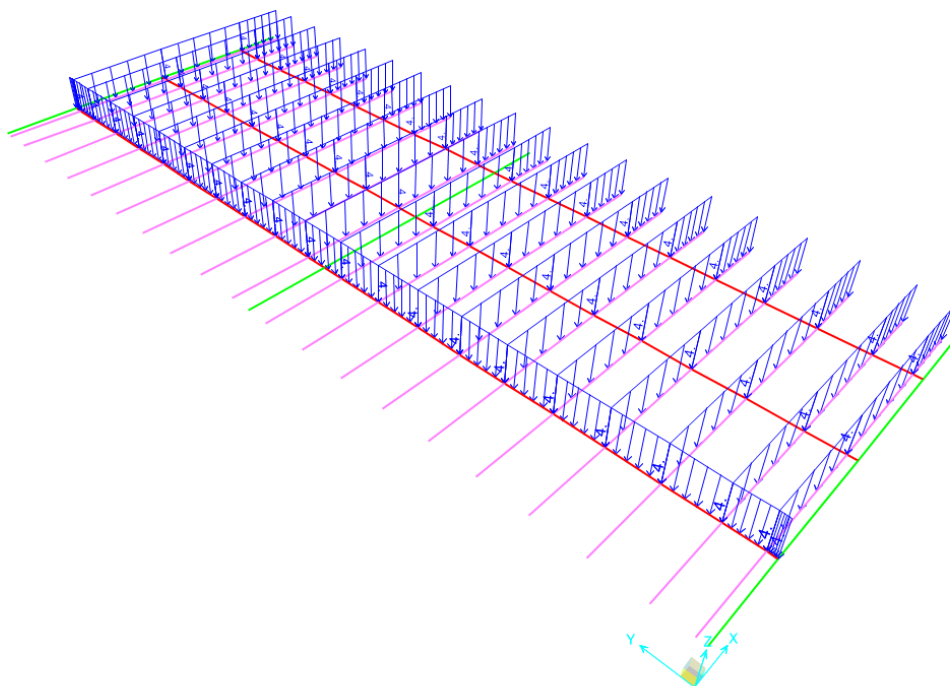


Figura 12-4 – Carichi permanenti non strutturali – Azione verticale G2

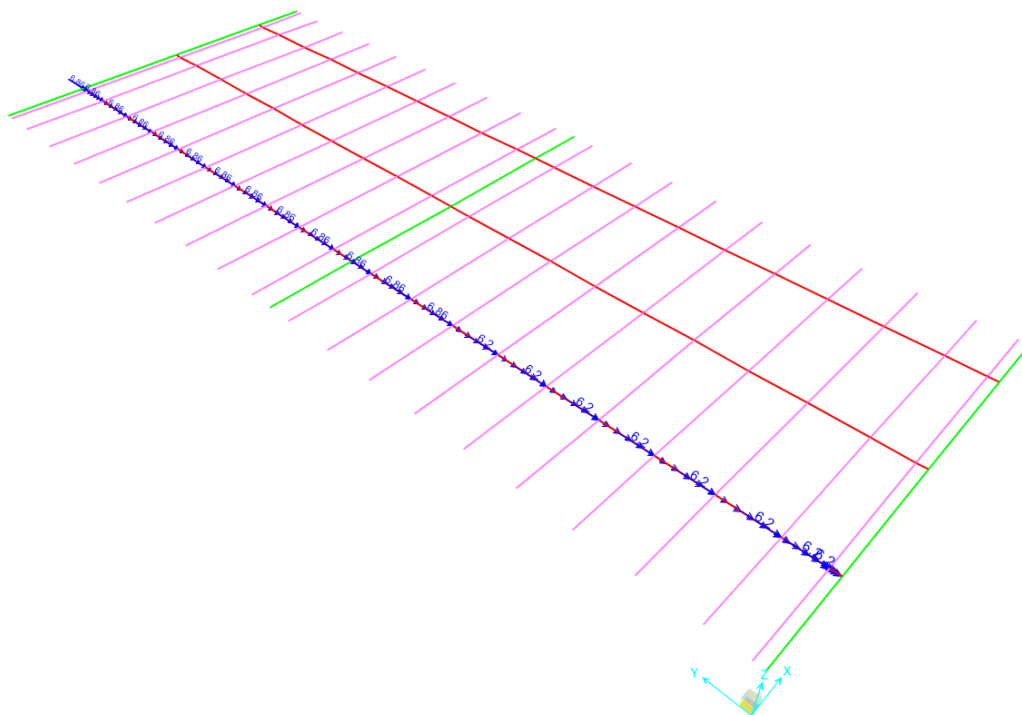


Figura 12-5 – Carichi permanenti non strutturali – Momento torcente G2



12.3 Ritiro (G3)

L'effetto del ritiro sui traversi e sulla soletta, in direzione perpendicolare all'asse stradale, è applicato per mezzo di una deformazione termica in modo da generare lo stato deformativo dovuto al ritiro stesso.

In particolare, si calcola la temperatura equivalente $T_{r,eq}$ dalla formula:

$$T_{r,eq} = \frac{\varepsilon_r}{\alpha}$$

Dove α è il coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo ed è pari a $1,0 \cdot 10^{-5} 1/^\circ C$.

Per le deformazioni da ritiro valutate al Paragrafo 8.3 si hanno i seguenti valori di $T_{r,eq}$:

- Soletta: $T_{r,eq} = - 20.1^\circ C$
- Traversi: $T_{r,eq} = - 22.1^\circ C$

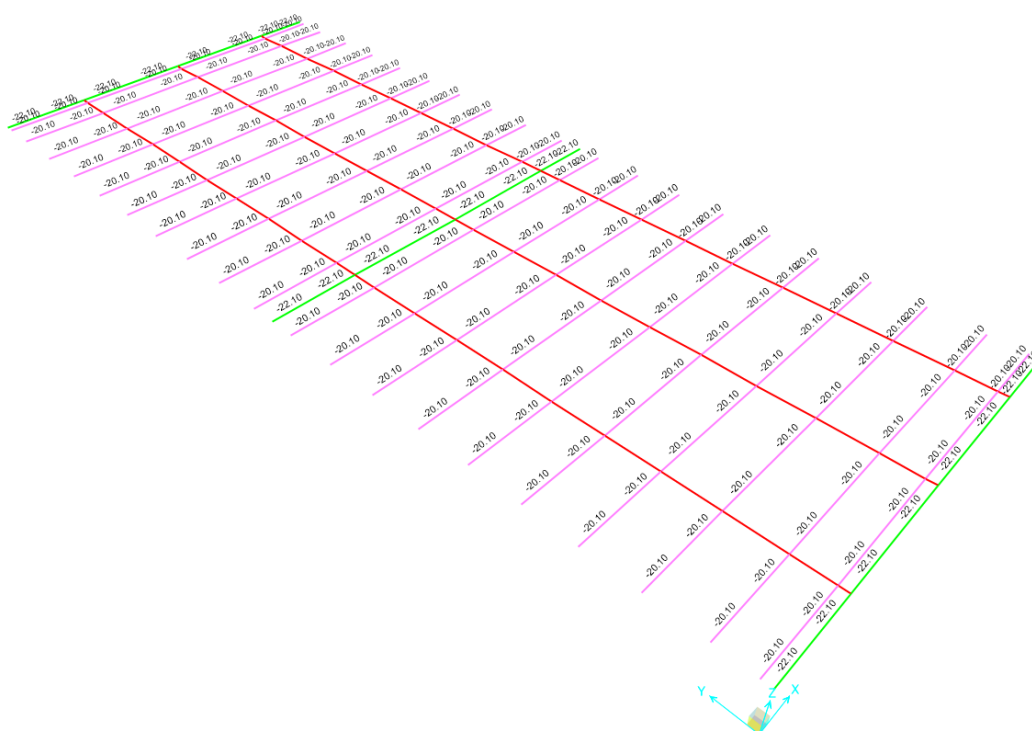


Figura 12-6 – Ritiro agente sui traversi e soletta – Temperatura G3

All'interno del modello di calcolo viene considerato unicamente il ritiro agente sulla soletta e sui traversi. Questo tipo di sollecitazione nella soletta provoca una contrazione nel calcestruzzo che si trasmette in forma di compressione alle travi sottostanti. Poiché la contrazione agisce con una certa eccentricità, dovuta alla distanza tra la soletta e il baricentro delle travi, essa provoca nella sezione delle travi una sollecitazione di pressoflessione.

L'effetto del ritiro è valutabile applicando alla sezione mista una coppia di forze F_r agenti in corrispondenza dei bordi della soletta, alla quota del baricentro, e sommando alla soletta le tensioni da ritiro impedito σ_r .

Queste ultime sono le tensioni che si generano quando le travi non risultano sollecitate, mentre la soletta è sottoposta a tensioni di trazione pari a $\sigma_r = E_c \cdot \varepsilon_r$.

Le forze F_r sono invece ricavate dalla formula $F_r = \sigma_r \cdot A_{soletta}$.



A partire dai dati riportati al Paragrafo 8.3.1 si ha:

$$\varepsilon_r = -2.01 \cdot 10^{-4}$$

$$E_c = 34077 \text{ MPa}$$

$$\sigma_r = \varepsilon_r \cdot E_c = -6.84 \text{ MPa}$$

$$A_{soletta} = 0.6225 \text{ m}^2$$

$$F_r = -4258.5 \text{ kN}$$

Le forze applicate in questo modo, con un'eccentricità rispetto al baricentro della sezione di $\Delta y_g = 339 \text{ mm}$, generano un momento teorico pari a:

$$M_r = F_r \cdot \Delta y_g = 1444 \text{ kNm}$$

Nel modello sono applicate solamente le forze F_r come mostrato in XXX. Il contributo dovuto alle tensioni da ritiro impedito è invece considerato all'interno di un foglio di calcolo dedicato, nelle verifiche descritte al paragrafo

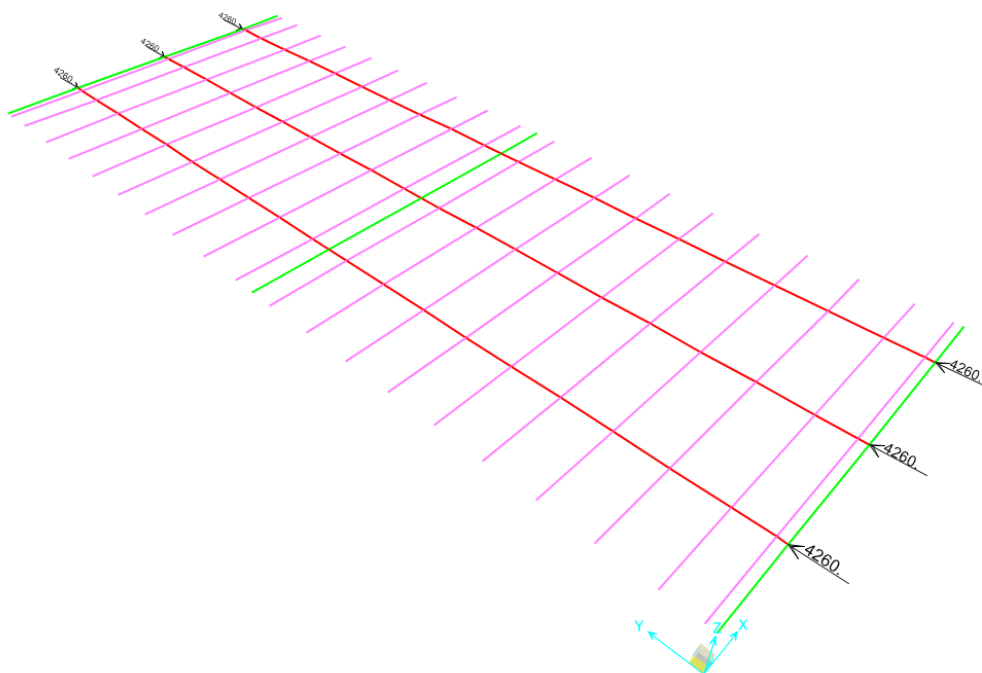


Figura 12-7 – Ritiro agente sulle travi principali – Forze assiale agenti

12.4 Carichi variabili (Q)

12.4.1 Temperatura

Le azioni dovute alla temperatura sono valutate attraverso il carico di tipo Temperature applicato alle travi, ai traversi e alla soletta. I valori assegnati sono quelli riportati al Paragrafo 8.4.3, considerando però che la variazione di temperatura lineare va inserita in $^{\circ}\text{C/m}$. Per questo motivo, i valori di ΔT_M vanno divisi per lo spessore dell'impalcato (1,25m).

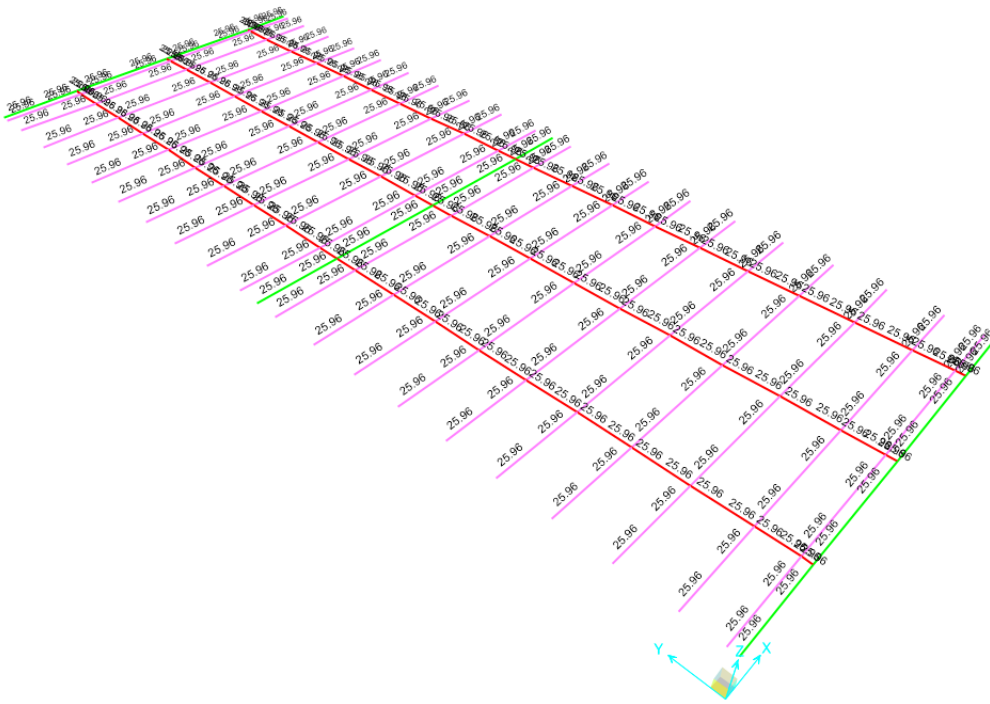


Figura 12-8 – Variazione uniforme di temperatura – DTN exp

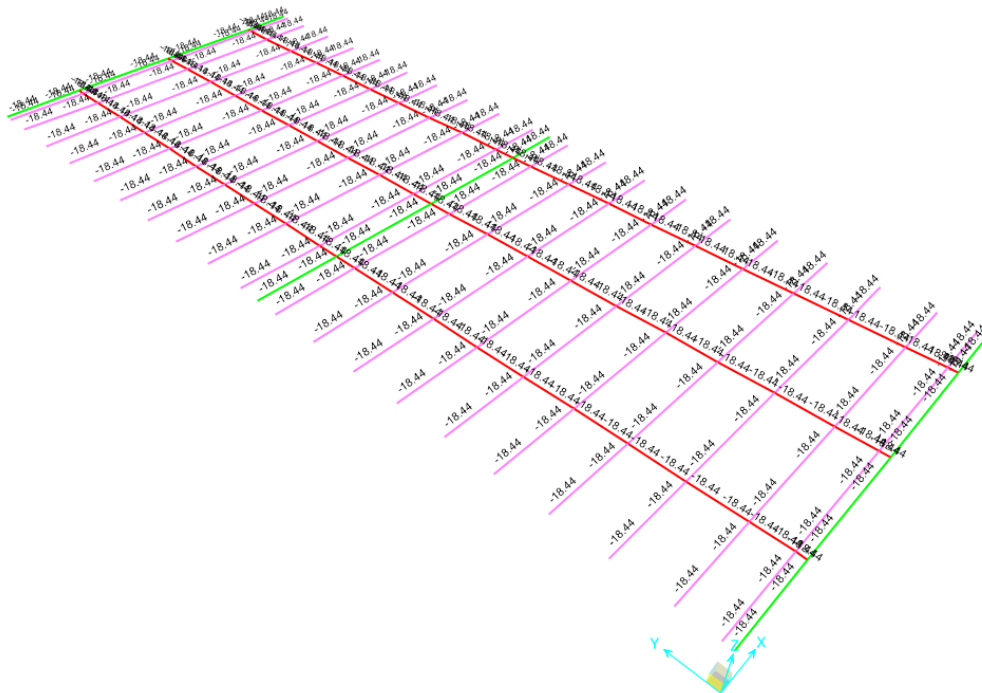


Figura 12-9 – Variazione uniforme di temperatura – DTN con

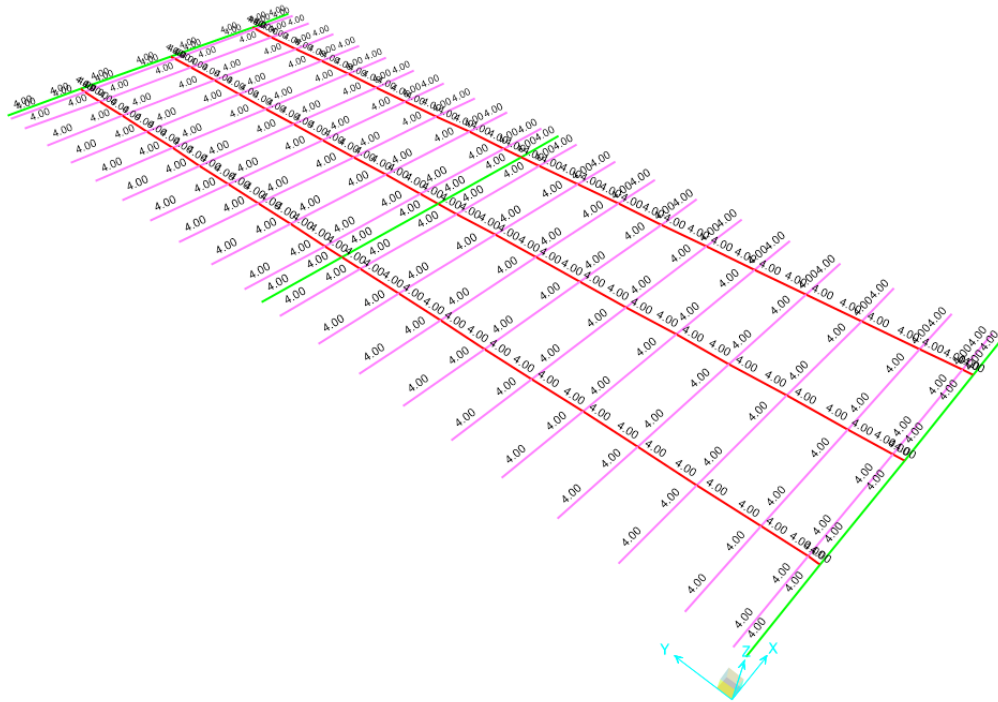


Figura 12-10 – Variazione di temperatura lineare – DTM up

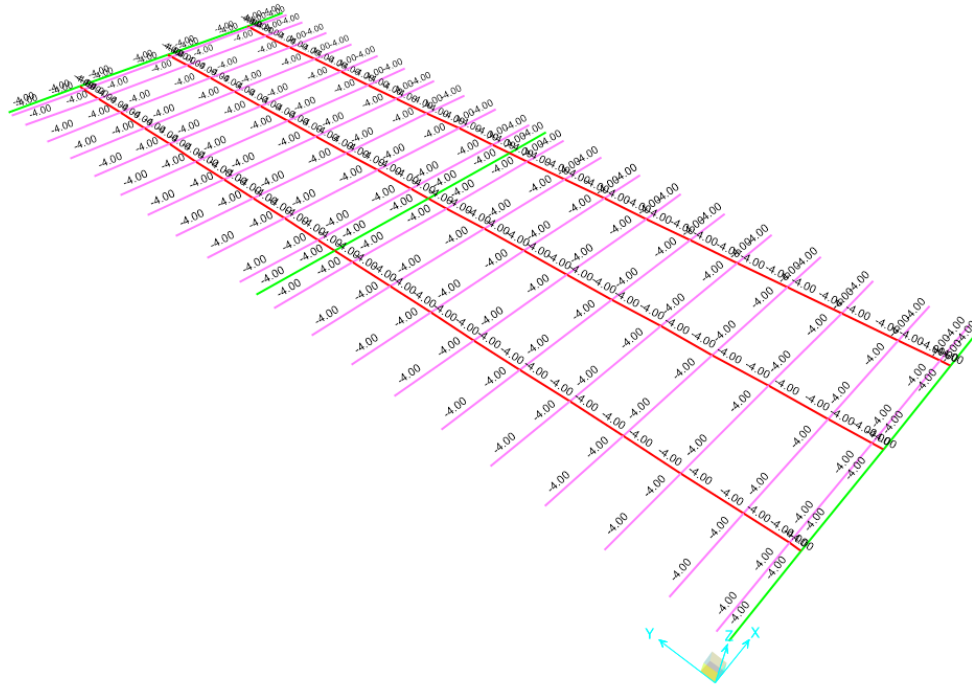


Figura 12-11 – Variazione di temperatura lineare – DTM dw

12.4.2 Neve

Il carico da neve è applicato come carico distribuito su tutti gli elementi "Soletta", come mostrato nelle figure di seguito.

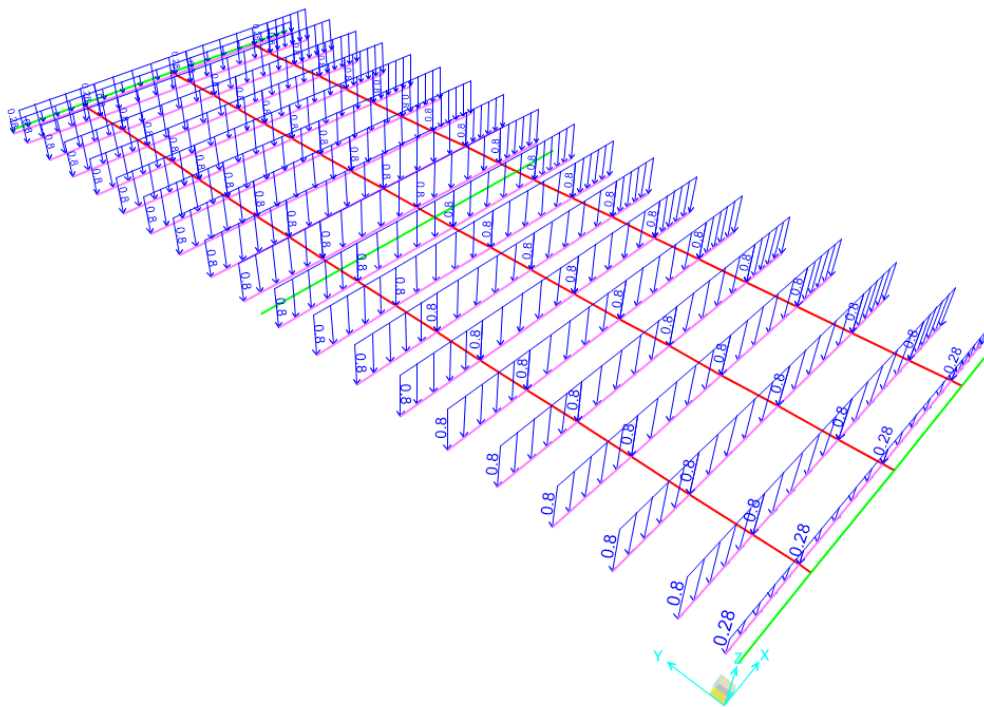


Figura 12-12 – Neve – Forze verticale Q2

12.4.3 Vento

L'azione del vento viene scomposta in tre componenti da applicare (nelle coordinate del modello) come forze in direzione X e in direzione Z e come momento attorno all'asse Y.

Le componenti orizzontali e verticali sono applicate come forze distribuite uniformemente su tutta la soletta nelle due direzioni specificate.

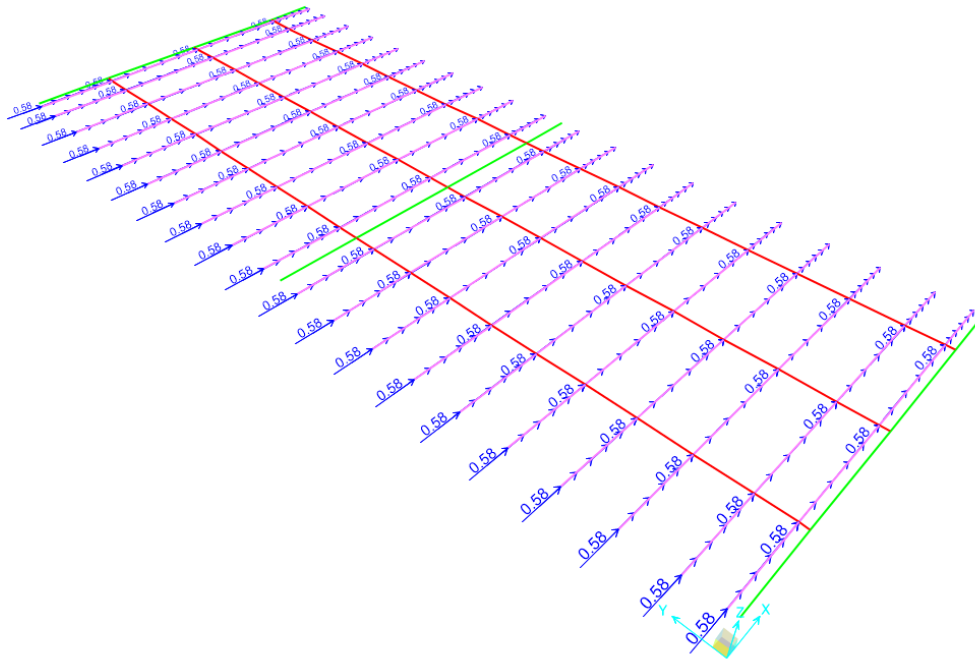


Figura 12-13 – Vento – Forze "fx scarico" Q3

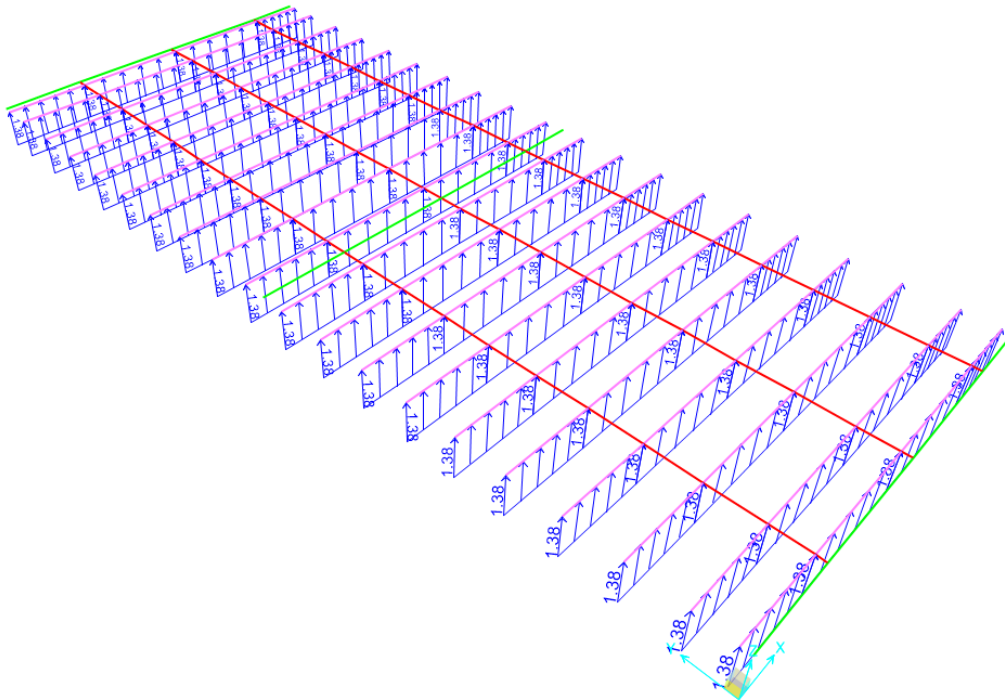




Figura 12-14 – Vento – Forze "fz scarico" Q3

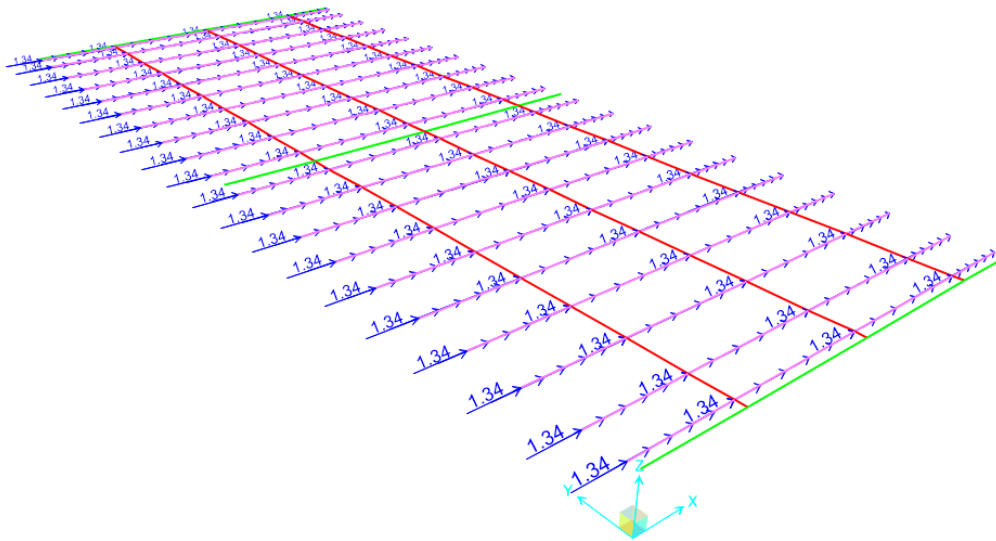


Figura 12-15 – Vento – Forze "fx carico" Q3

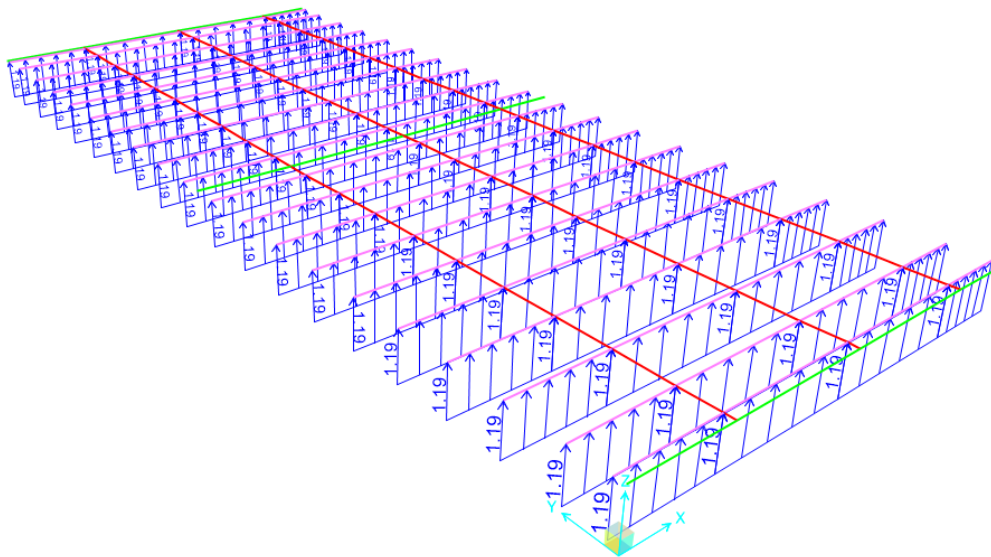


Figura 12-16 – Forze "fz carico" Q3

Il momento è invece applicato sulle travi con un andamento triangolare "a farfalla" valutato in modo che la risultante sia uguale al momento totale agente sull'intero impalcato.

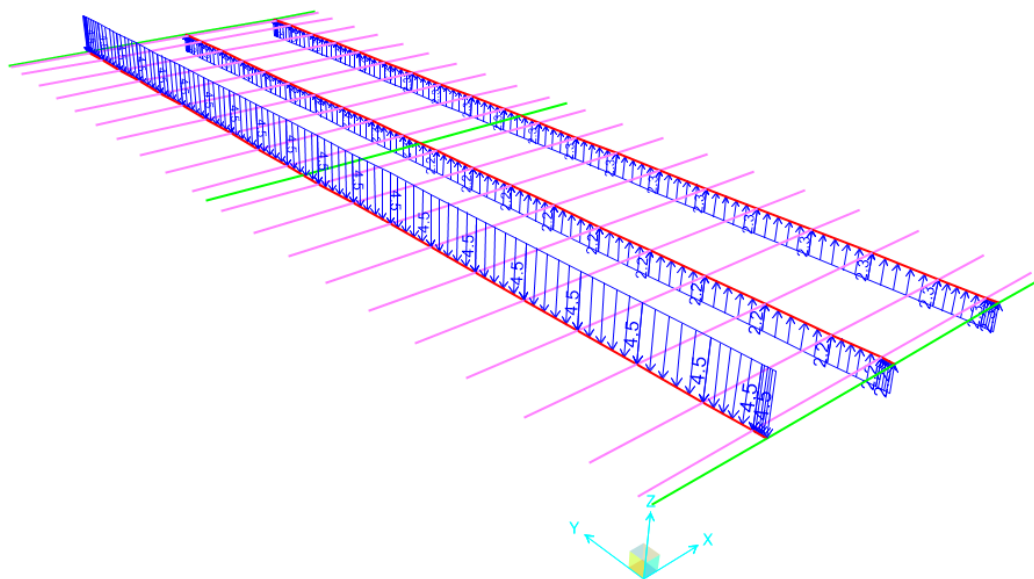


Figura 12-17 – Vento – Binario “my scarico” Q3

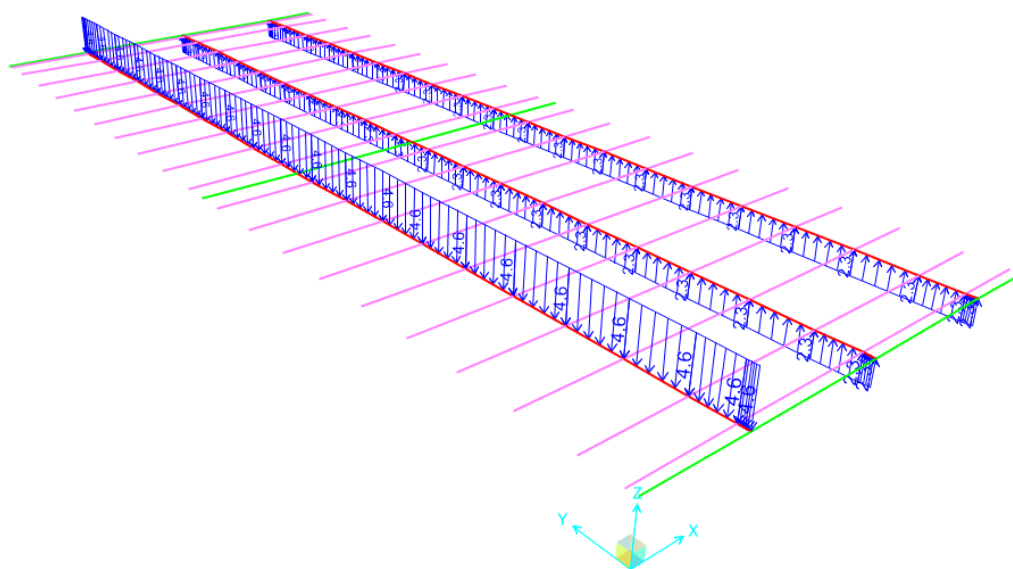


Figura 12-18 – Binario “my carico” Q3

12.5 Carichi variabili da traffico (Qt)

12.5.1 Carichi distribuiti da traffico

Gli schemi di carico da traffico sono composti, come descritto al Paragrafo 8.5, da carichi distribuiti e da impronte di carico mobili.

I carichi distribuiti sono applicati sulle travi corrispondenti agli assi delle corsie di carico (travi con sezione “None”).

– Corsia 1: $q1k = 9kN/m^2 \cdot 3m = 27 kN/m$



- Corsia 2: $q_{2k} = 2.5kN/m^2 \cdot 2m = 5 kN/m$
- Corsia 3: $q_{2k} = 2.5kN/m^2 \cdot 2m = 5 kN/m$

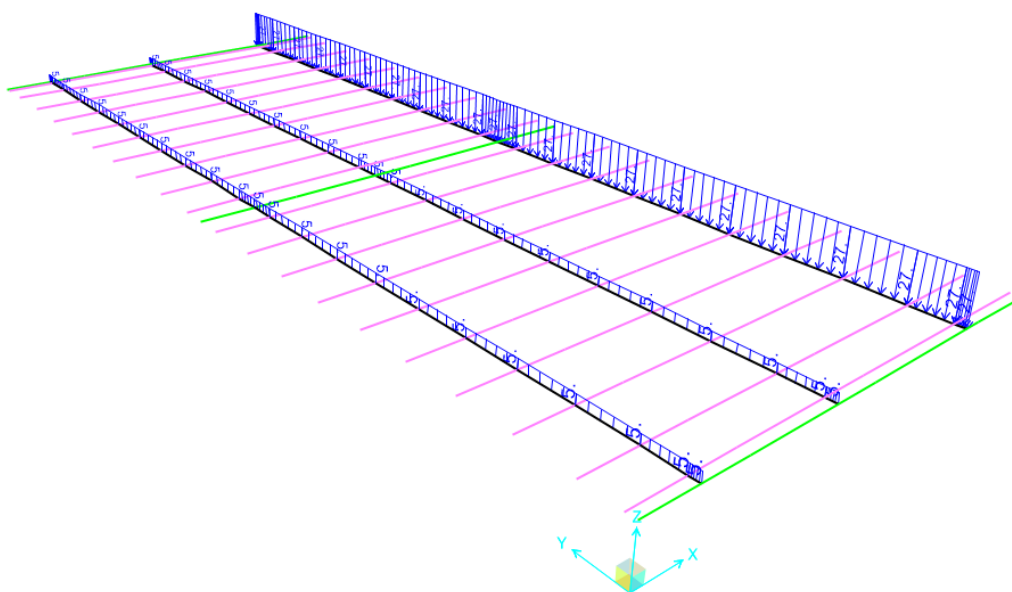


Figura 12-19 – Carico da traffico – Forze distribuiti (Combinazione 1)

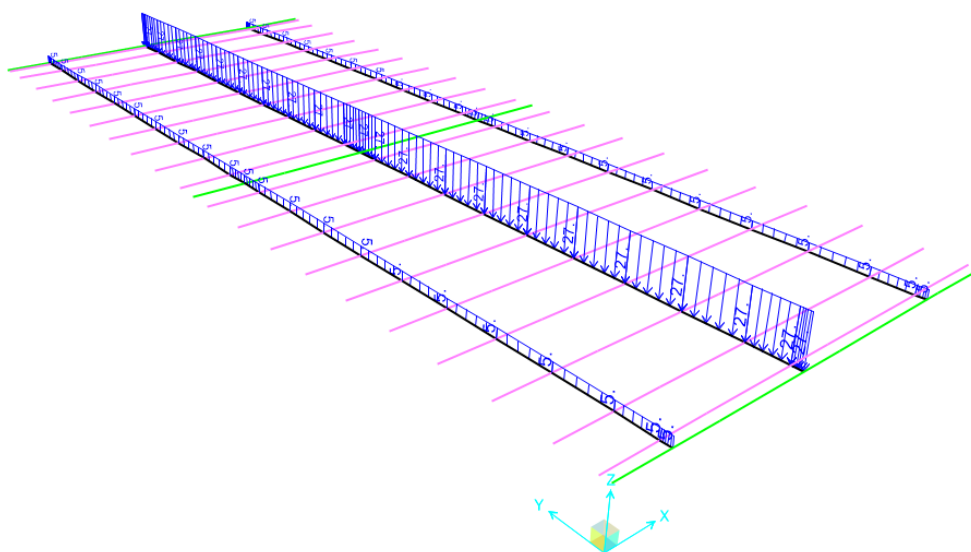


Figura 12-20 – Carico da traffico – Forze distribuiti (combinazione 2)

12.5.2 Carichi Tandem

Per valutare gli effetti dei carichi mobili da traffico sono stati modellati tre travi fittizie (assi delle corsie convenzionali), su cui scorreranno i carichi viaggianti Q_{ik} .

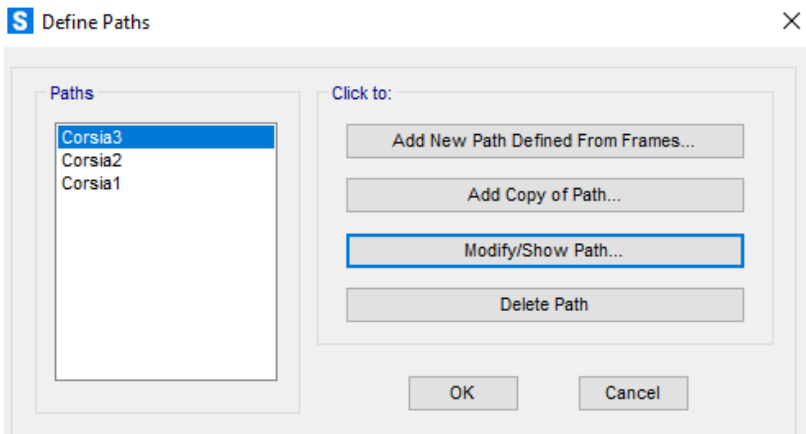


Figura 12-21: Assi corsie convenzionali ("Load paths")

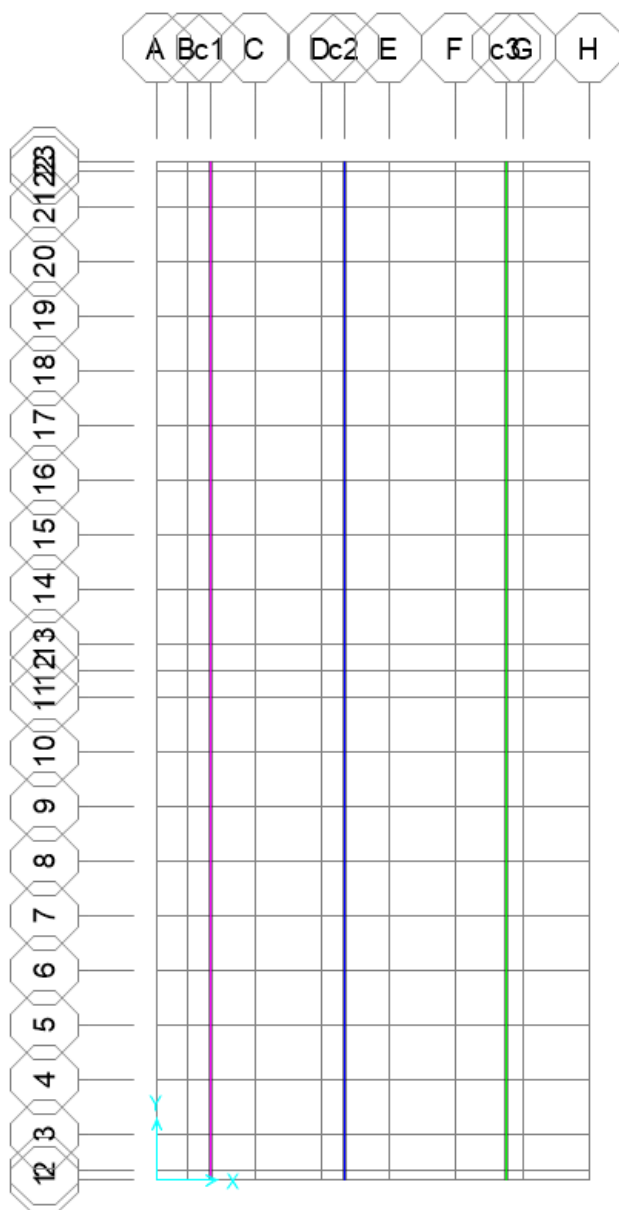


Figura 12-22 – Schema delle corsie convenzionali: corsia 1 (destra); corsia 2 (centrale); corsia 3 (sinistra).

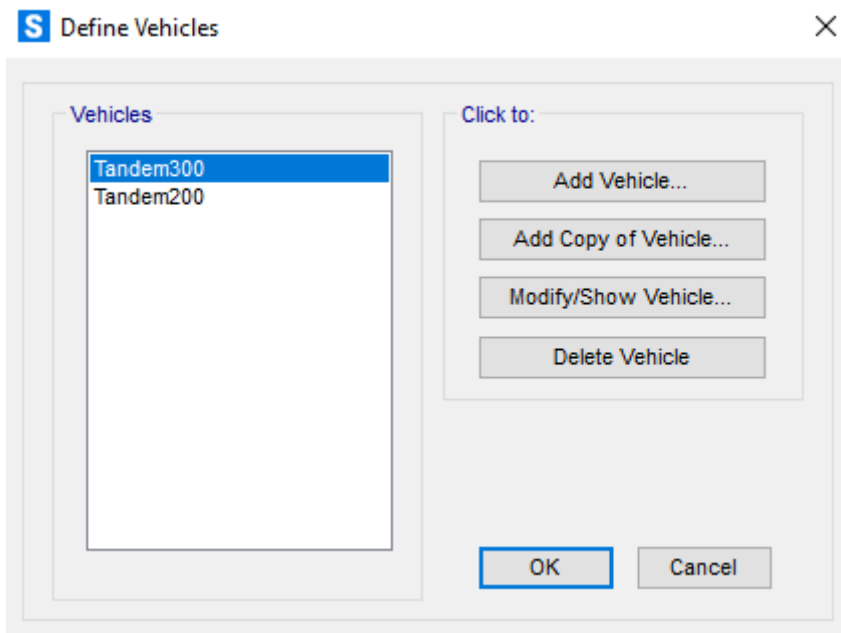


Figura 12-23 – Definizione dei carichi Tandem

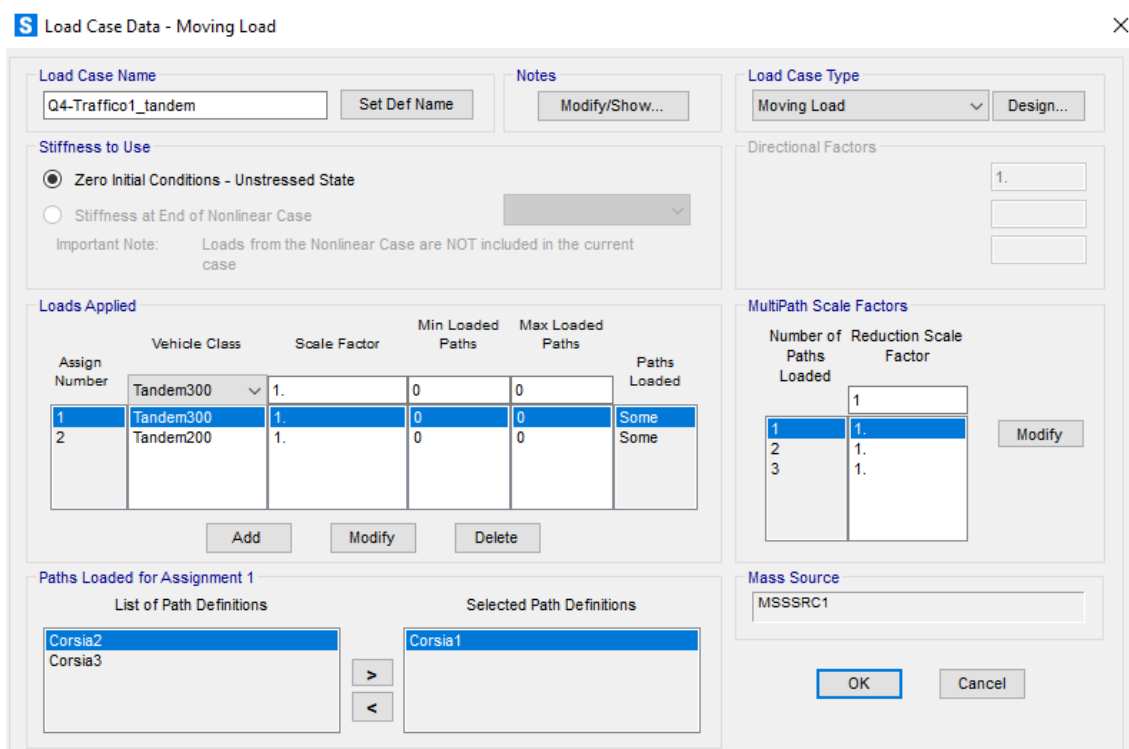


Figura 12-24 – Applicazione del carico mobile Tandem – Combinazione 1

c_d969 - Comune di Genova - Prot. 29/03/2023.0139153.E

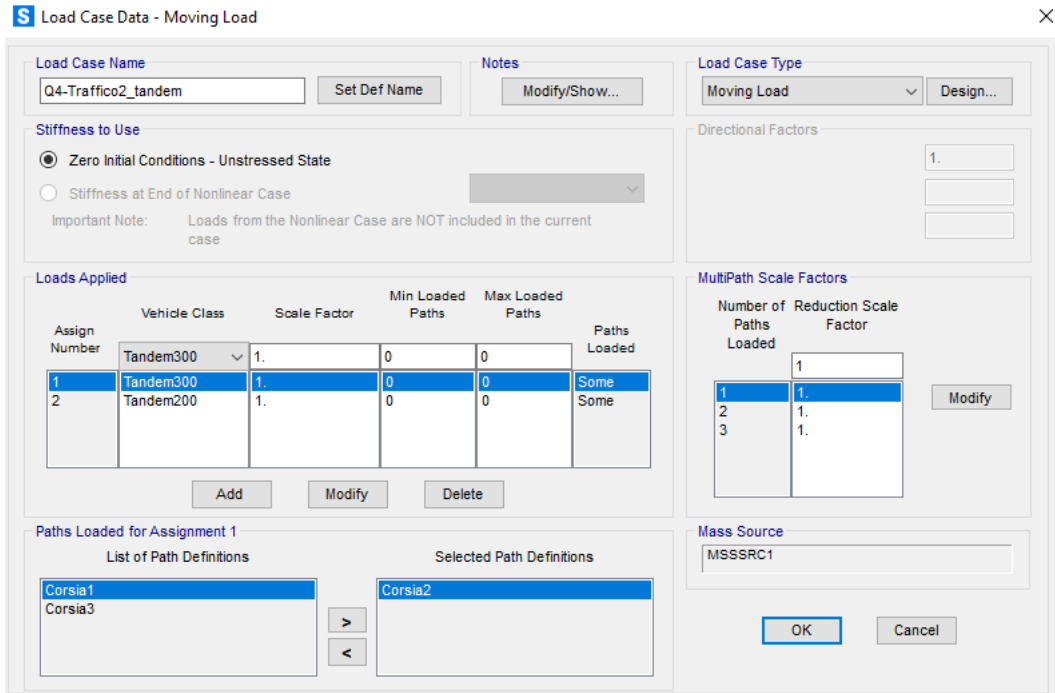


Figura 12-25 – Applicazione del carico mobile Tandem – Combinazione 2

12.5.3 Azioni di Frenatura/Accelerazione

Le azioni di Frenatura/Accelerazione sono applicate come forze distribuite sugli elementi *Frame* coincidenti con gli assi delle corsie di carico, in direzione Y.

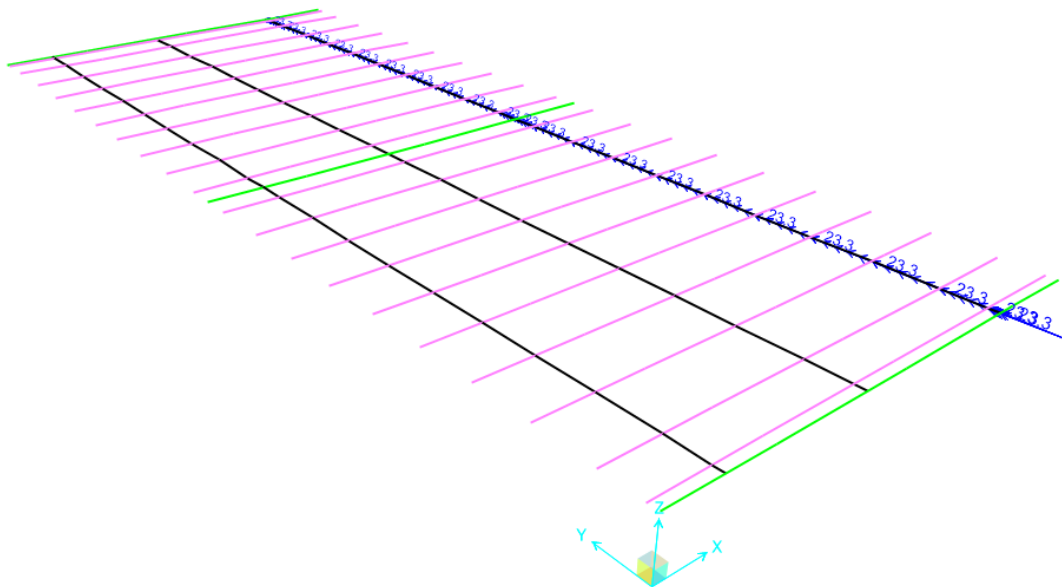


Figura 12-26 – Carico da traffico – Forza distribuita (Combinazione 1)

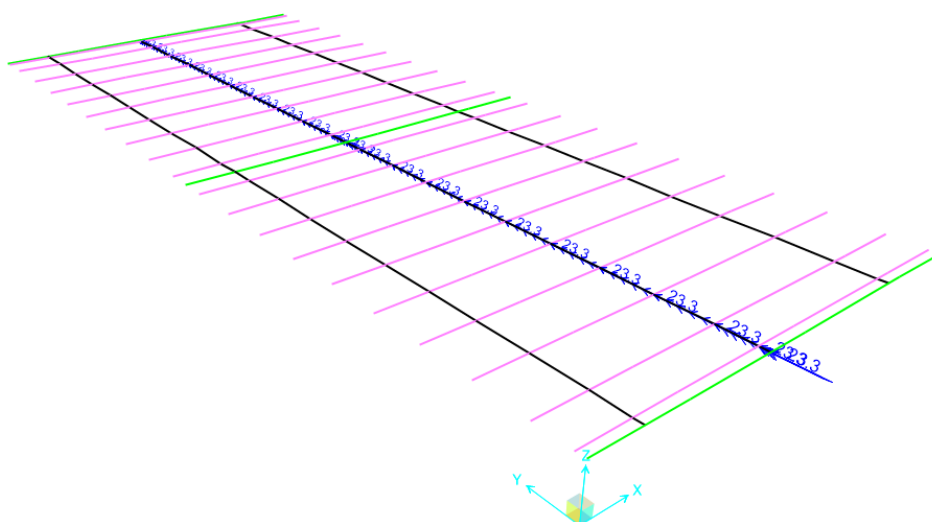


Figura 12-27 – Carico da traffico – Forza distribuita (Combinazione 2)

12.6 Azione sismica

Le azioni sismiche sono applicate attraverso il *Load Case* di tipo *Response Spectrum*. Di seguito si riporta un esempio di applicazione del suddetto *Load Case*. Si sottolinea che il fattore di scala (*Scale Factor*) va impostato a 9,81 poiché gli spettri di risposta sono definiti al netto dell'accelerazione di gravità.

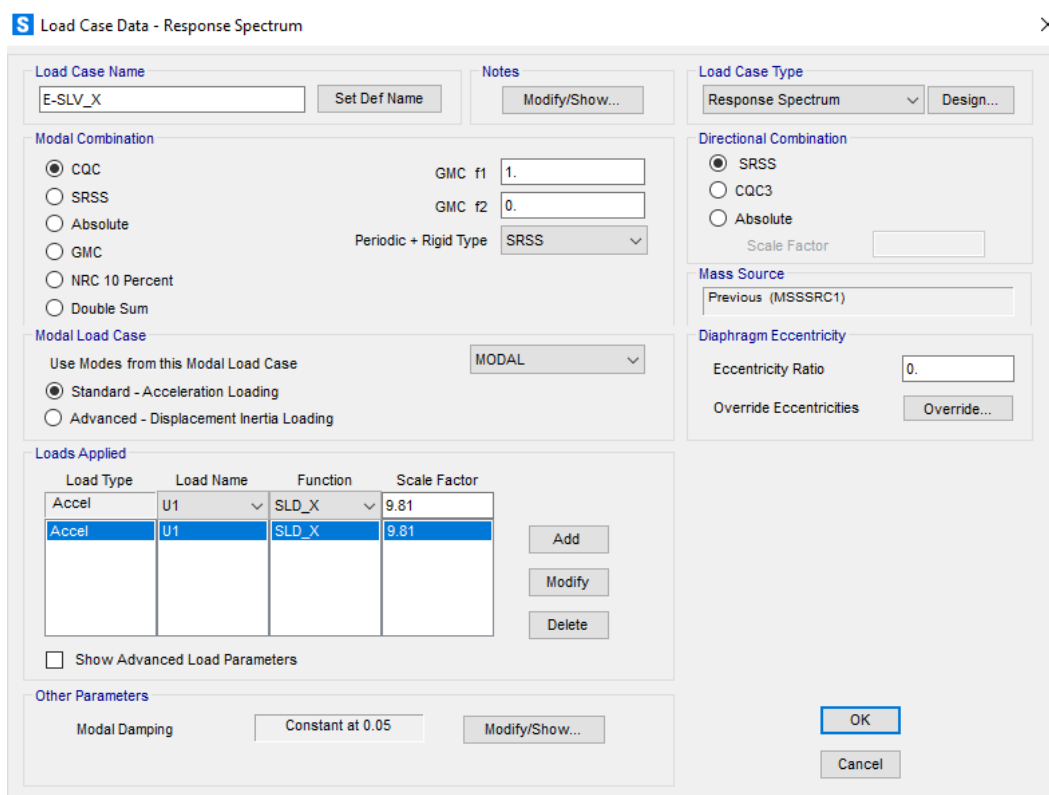


Figura 12-28 – Azione sismica SLV_X



13. DIAGRAMMA DEGLI INVILUPPI

13.1 Travi principali

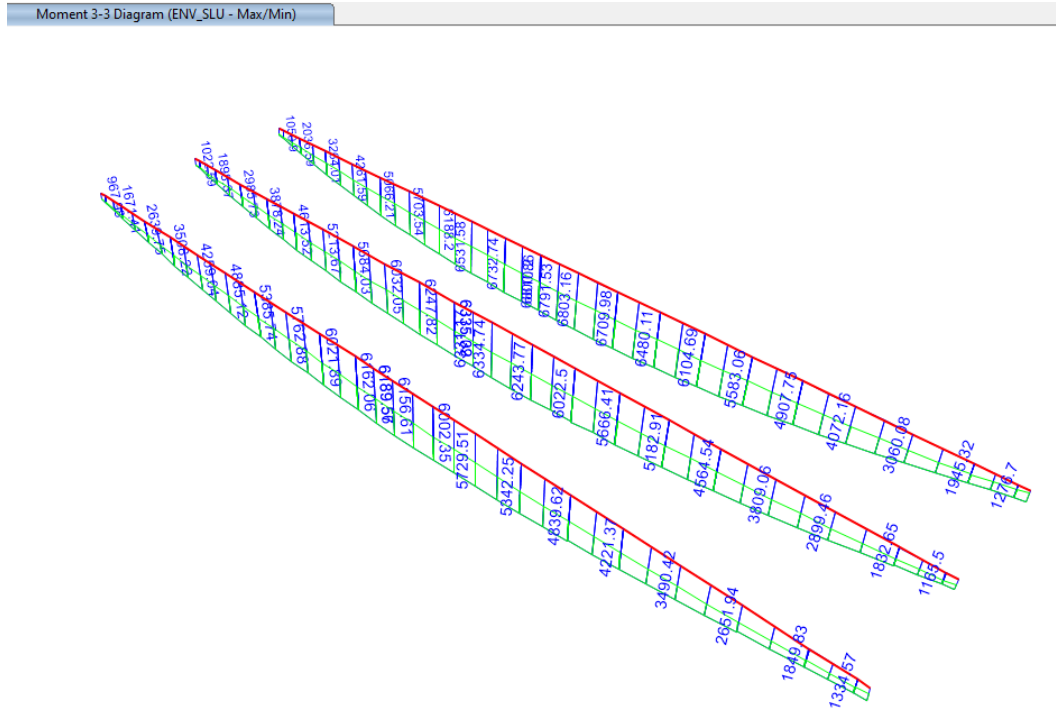


Figura 13-1 – Momento flettenti ENV_SLU – Travi principali

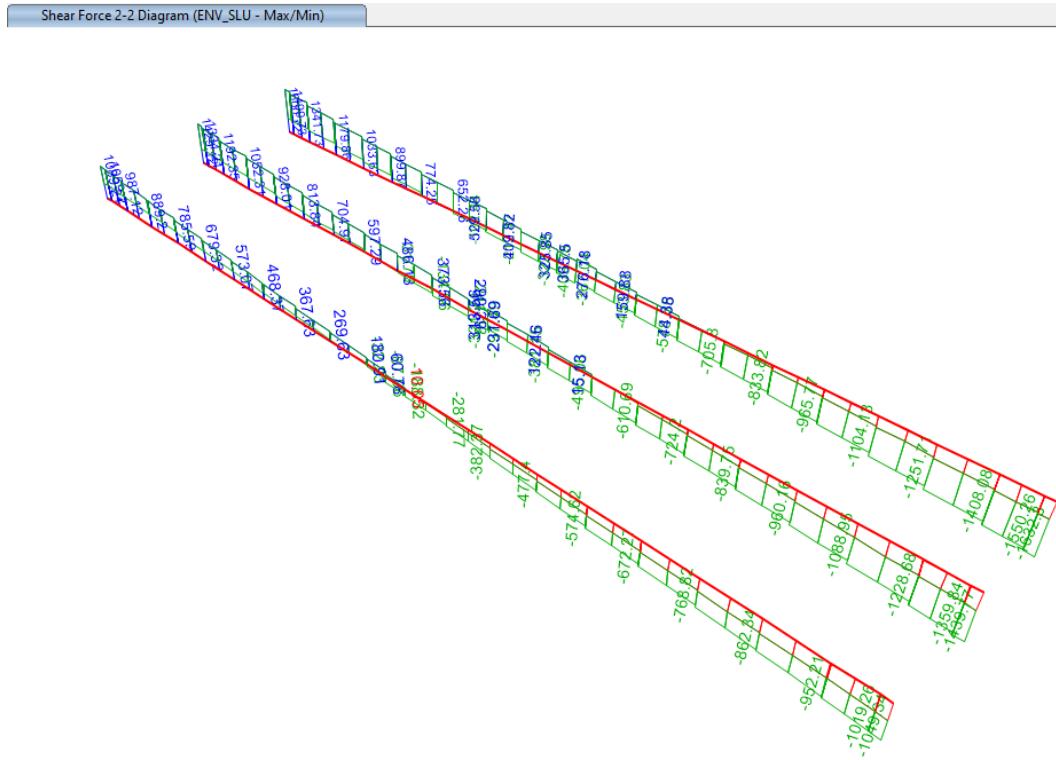


Figura 13-2 – Taglio ENV_SLU – Travi principali



Axial Force Diagram (ENV_SLU - Max/Min)

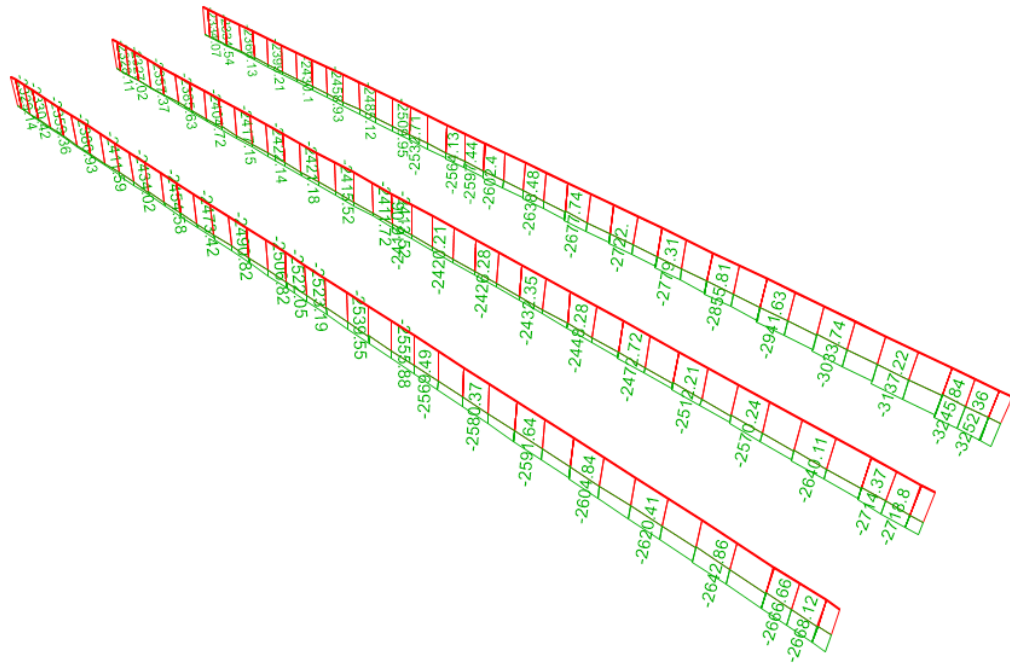


Figura 13-3 – Forza assiale ENV_SLU – Travi principali

Moment 3-3 Diagram (ENV_SLV - Max/Min)

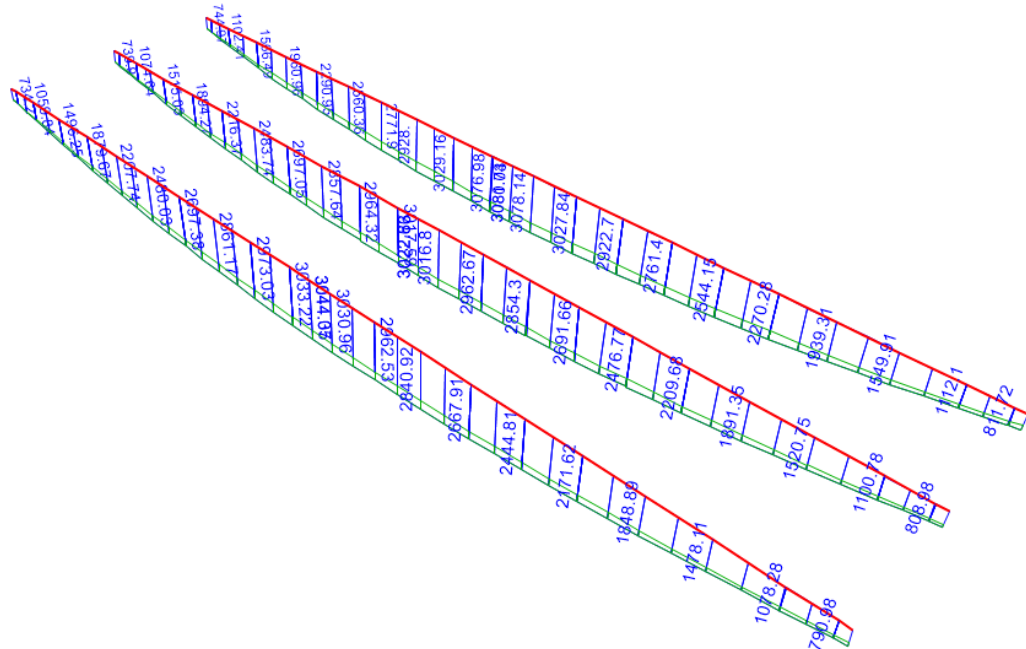


Figura 13-4– Momento flettenti ENV_SLV– Travi principali



Shear Force 2-2 Diagram (ENV_SLV - Max/Min)

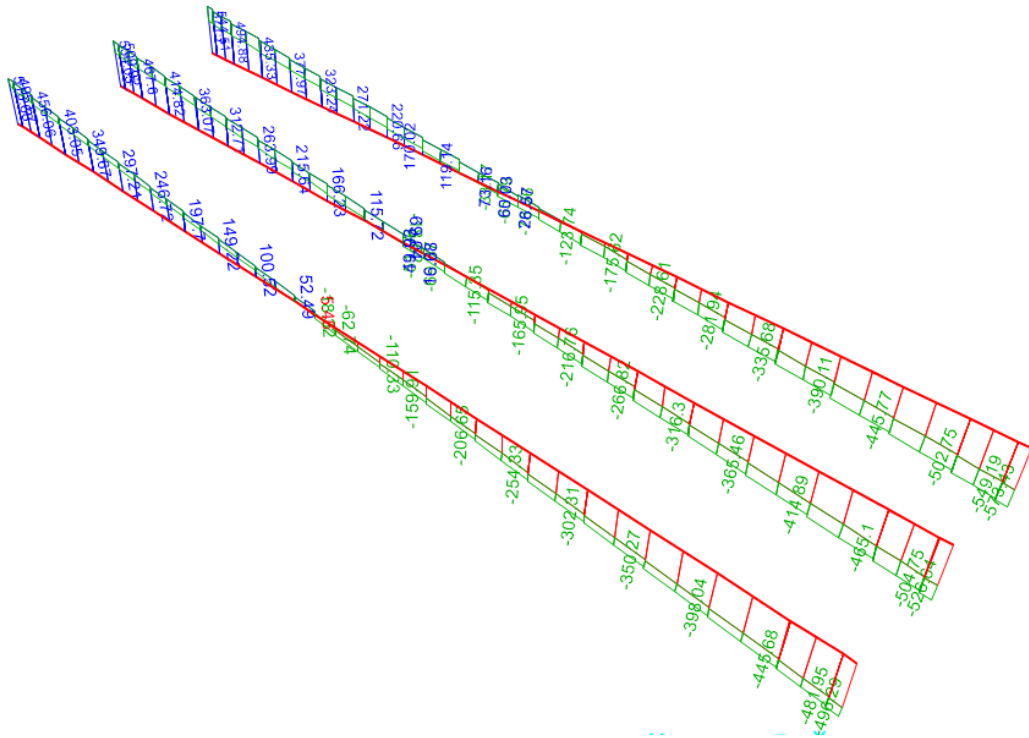


Figura 13-5 – Taglio ENV_SLV – Travi principali

Axial Force Diagram (ENV_SLV - Max/Min)

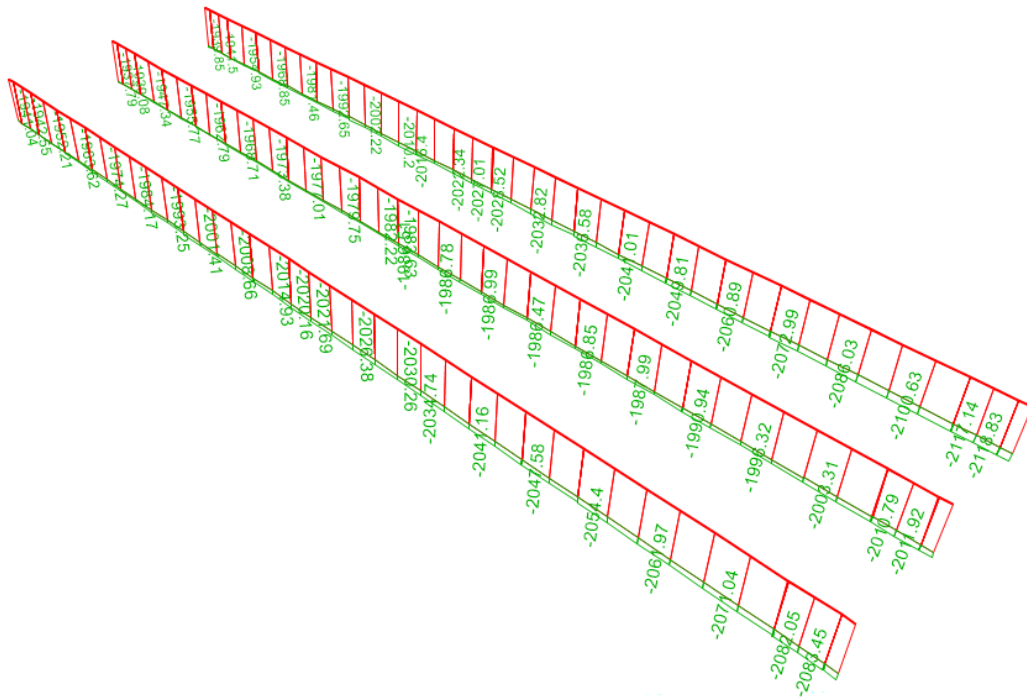


Figura 13-6 – Forza assiale ENV_SLV – Travi principali



Moment 3-3 Diagram (ENV_SLEr - Max/Min)

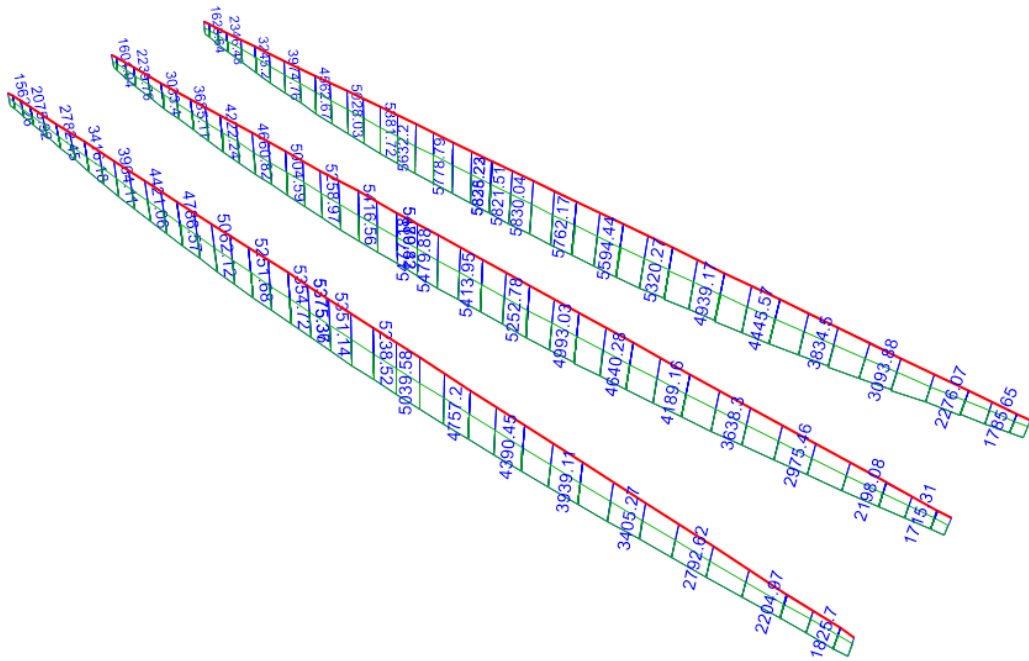


Figura 13-7– Momento flettenti ENV_SLEr– Travi principali

Shear Force 2-2 Diagram (ENV_SLEr - Max/Min)

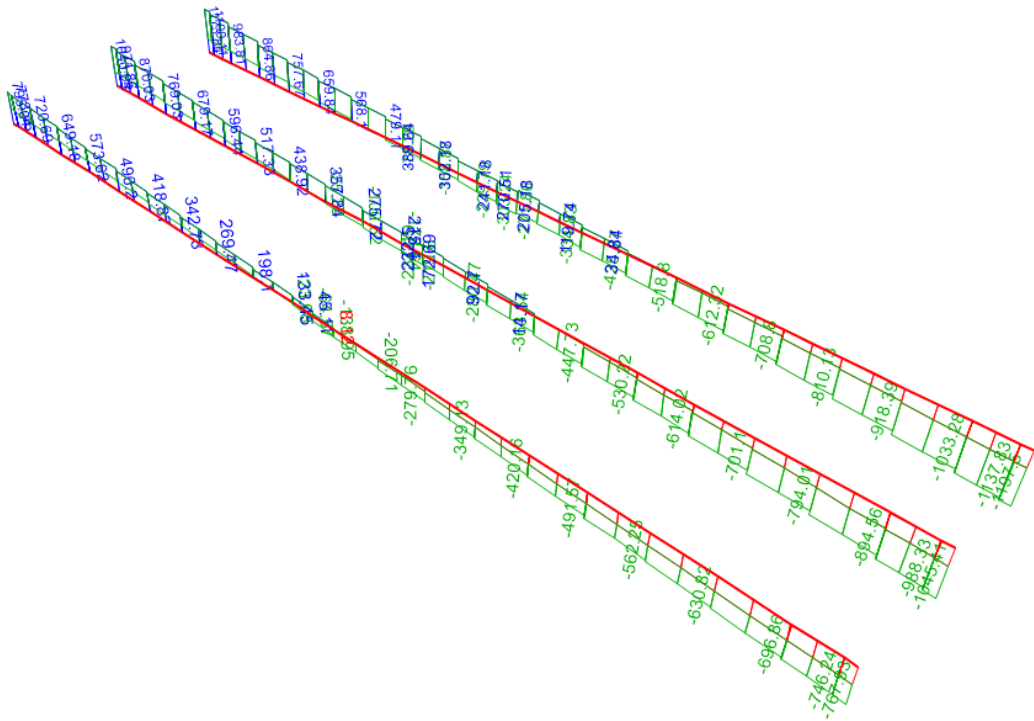


Figura 13-8 – Taglio ENV_SLEr – Travi principali



Axial Force Diagram (ENV_SLEr - Max/Min)

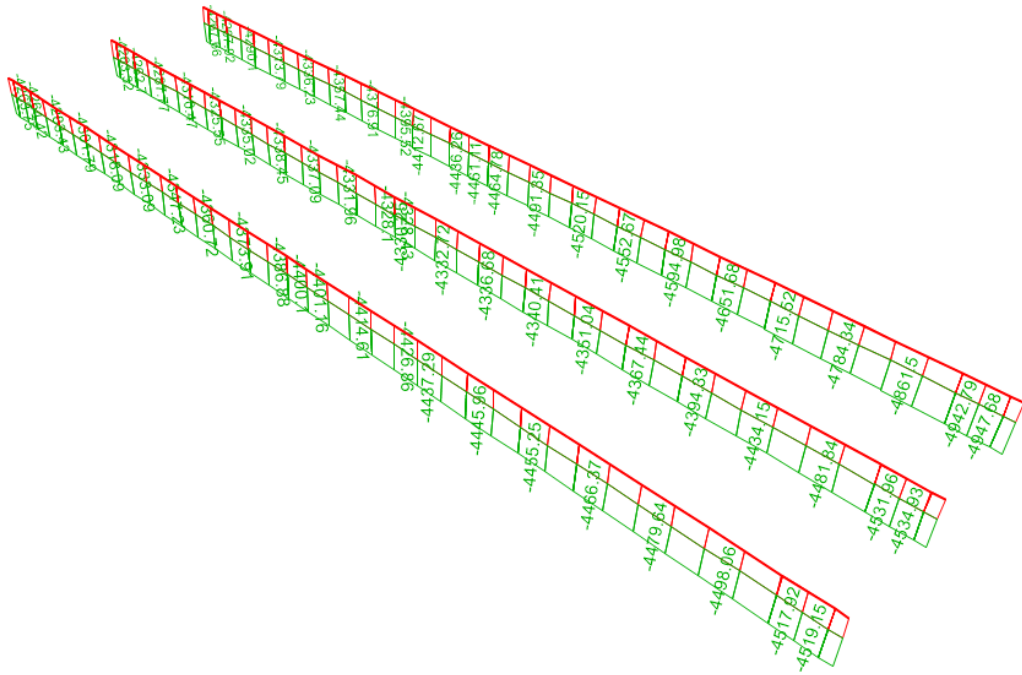


Figura 13-9 – Forza assiale ENV_SLEr – Travi principali

Moment 3-3 Diagram (ENV_SLEf - Max/Min)

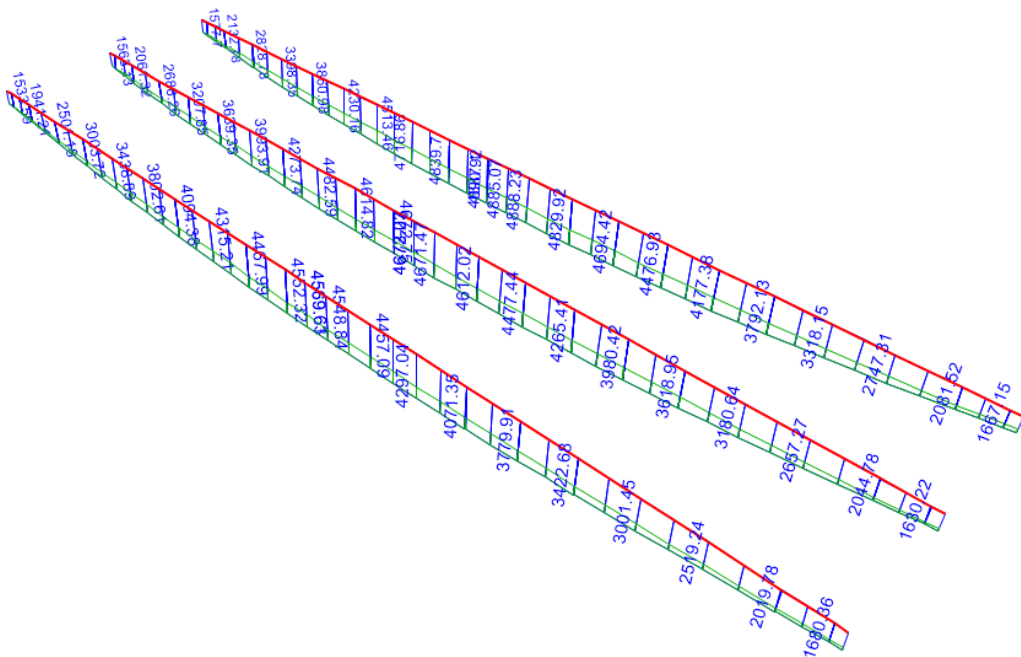


Figura 13-10– Momento flettenti ENV_SLEf– Travi principali



Shear Force 2-2 Diagram (ENV_SLEF - Max/Min)

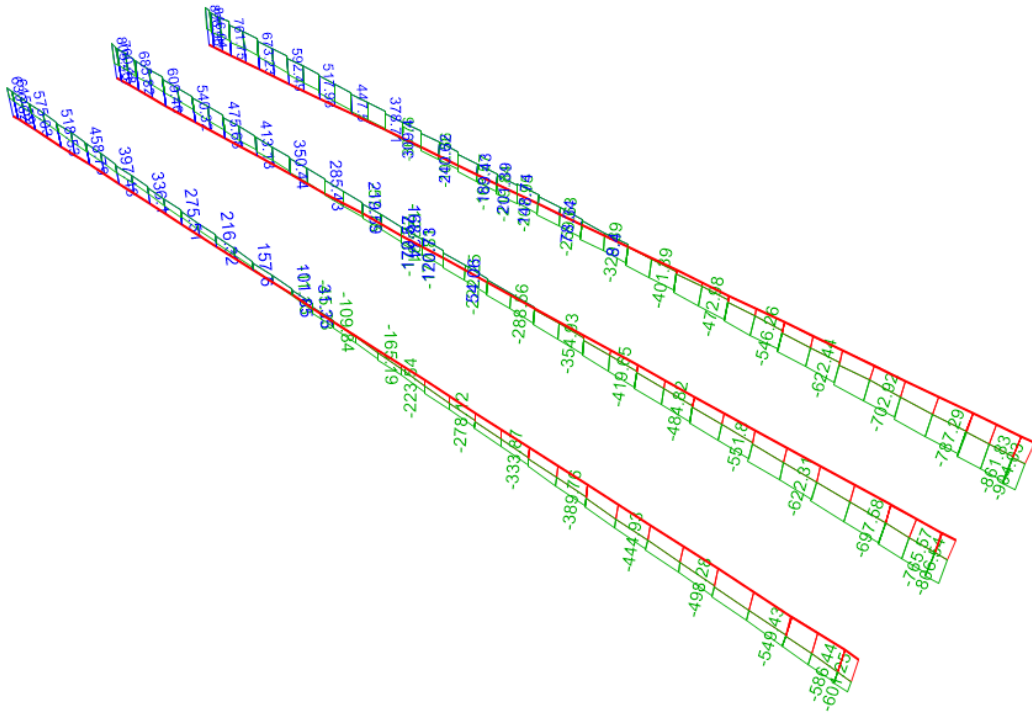


Figura 13-11 – Taglio ENV_SLEf – Travi principali

Axial Force Diagram (ENV_SLEF - Max/Min)

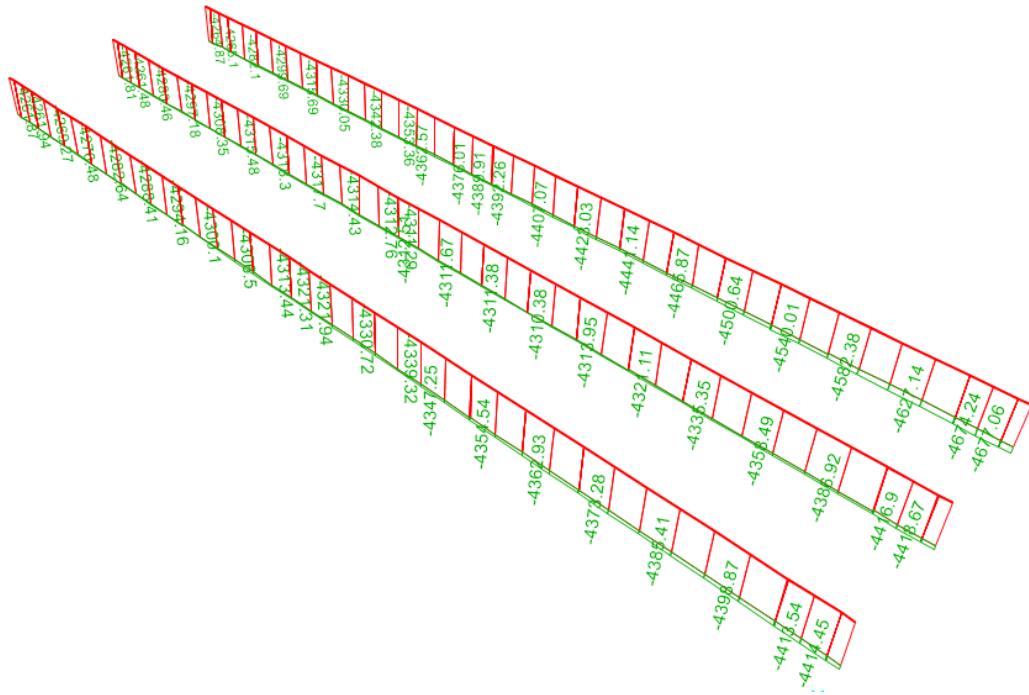


Figura 13-12 – Forza assiale ENV_SLEf – Travi principali



Moment 3-3 Diagram (ENV_SLEq - Max/Min)

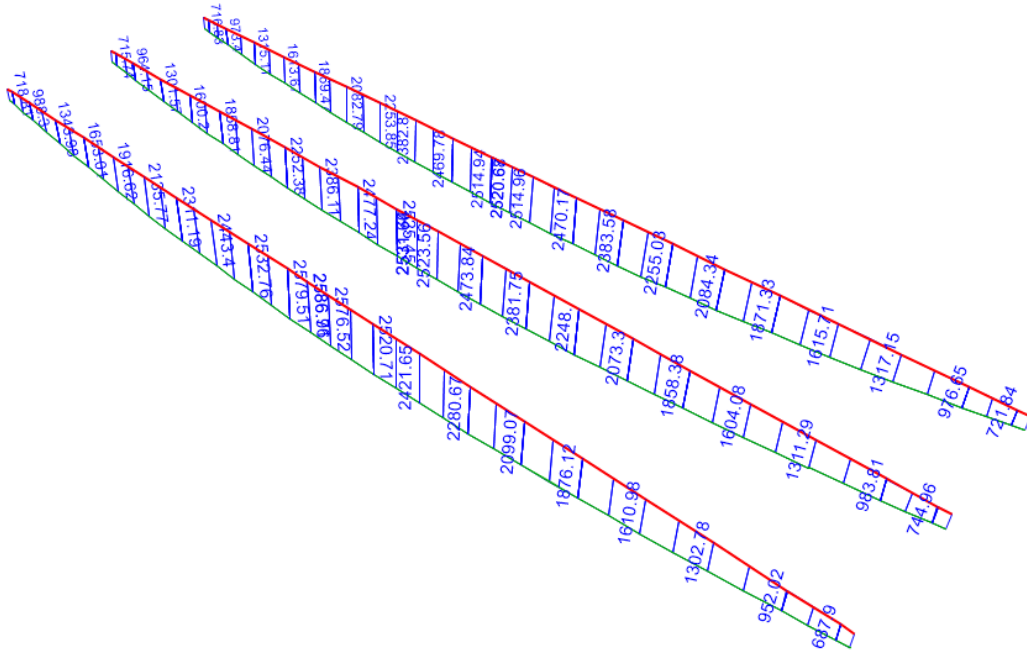


Figura 13-13– Momento flettenti ENV_SLEq– Travi principali

Shear Force 2-2 Diagram (ENV_SLEq - Max/Min)

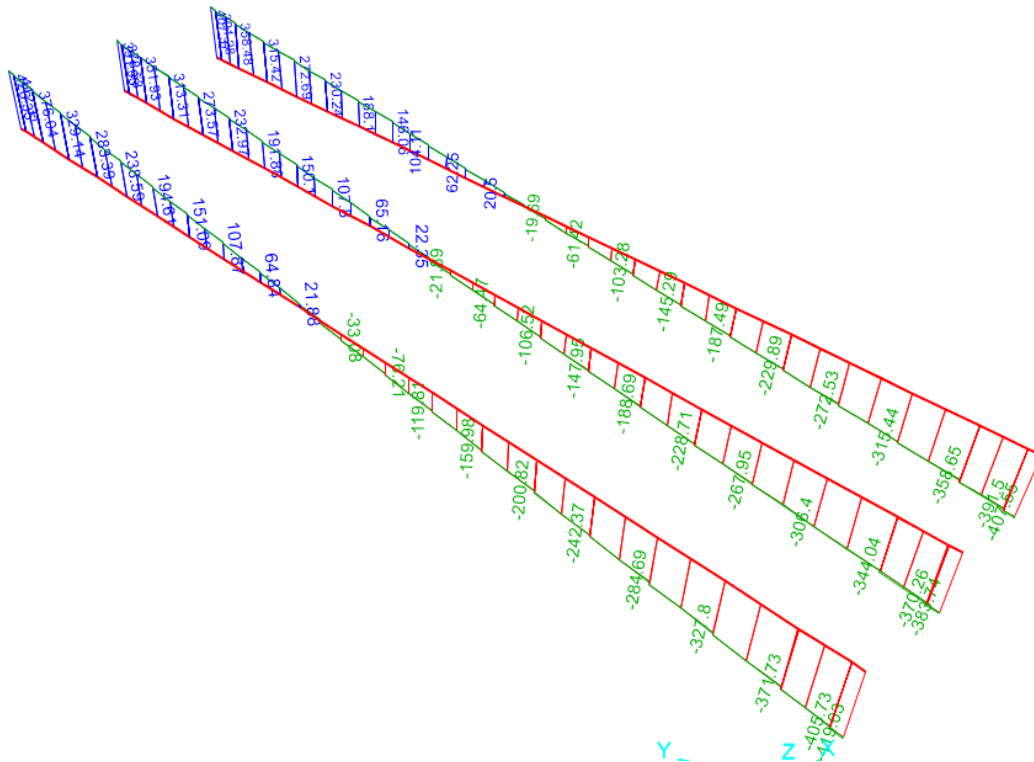


Figura 13-14 – Taglio ENV_SLEq – Travi principali



Axial Force Diagram (ENV_SLEq - Max/Min)

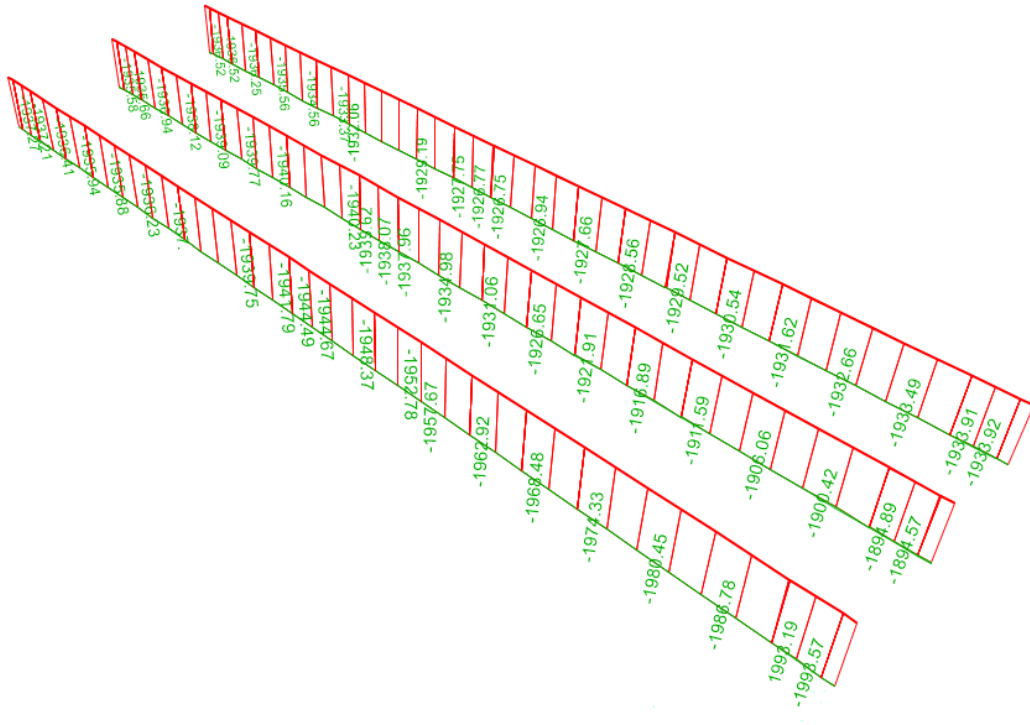


Figura 13-15 – Forza assiale ENV_SLEq – Travi principali

13.2 Traversi

Moment 3-3 Diagram (ENV_SLU - Max/Min)

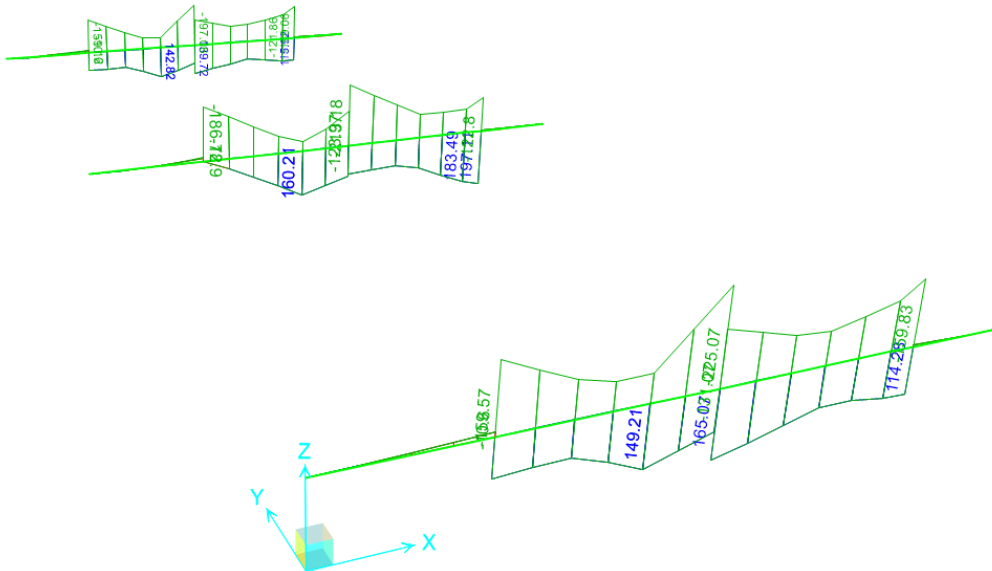


Figura 13-16 – Momento flettente ENV_SLU – Traversi



Shear Force 2-2 Diagram (ENV_SLU - Max/Min)

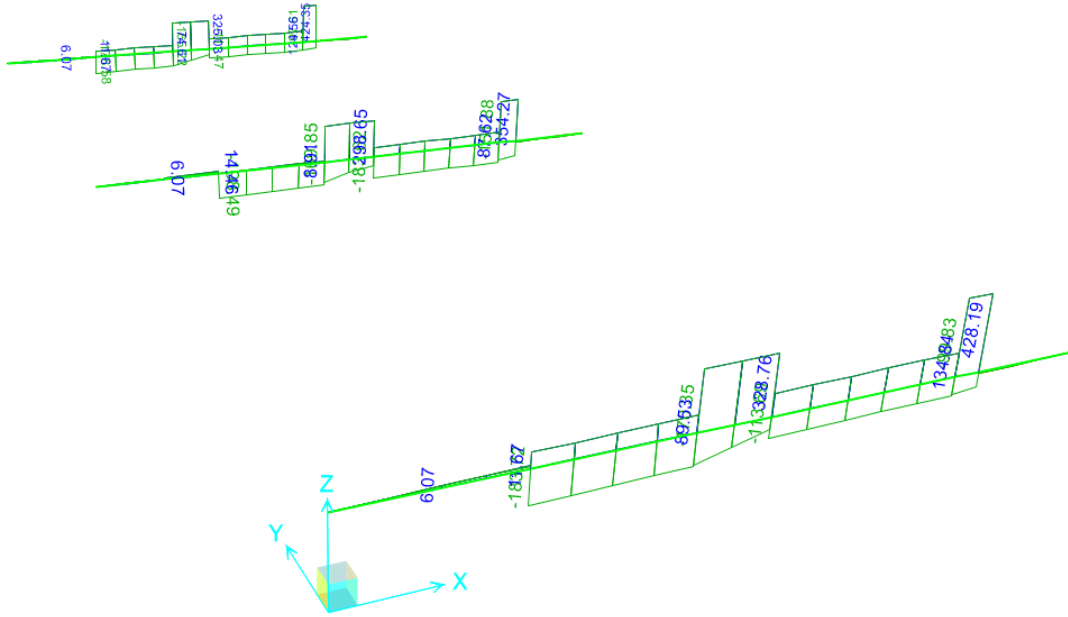


Figura 13-17 – Taglio ENV_SLU – Traversi

Axial Force Diagram (ENV_SLU - Max/Min)

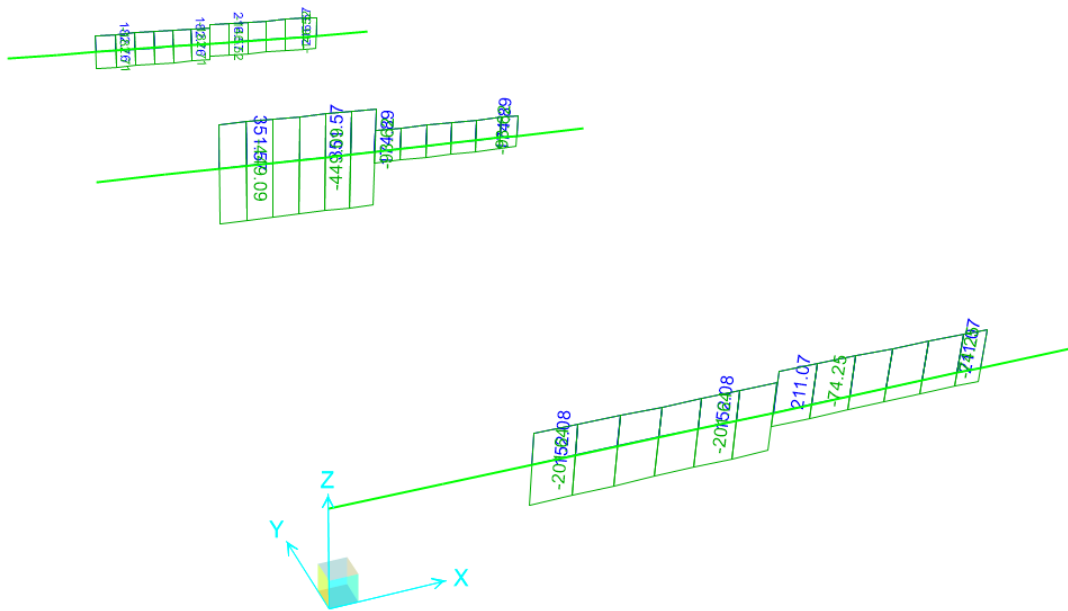


Figura 13-18 – Forza assiale ENV_SLU – Traversi



Moment 3-3 Diagram (ENV_SLV - Max/Min)

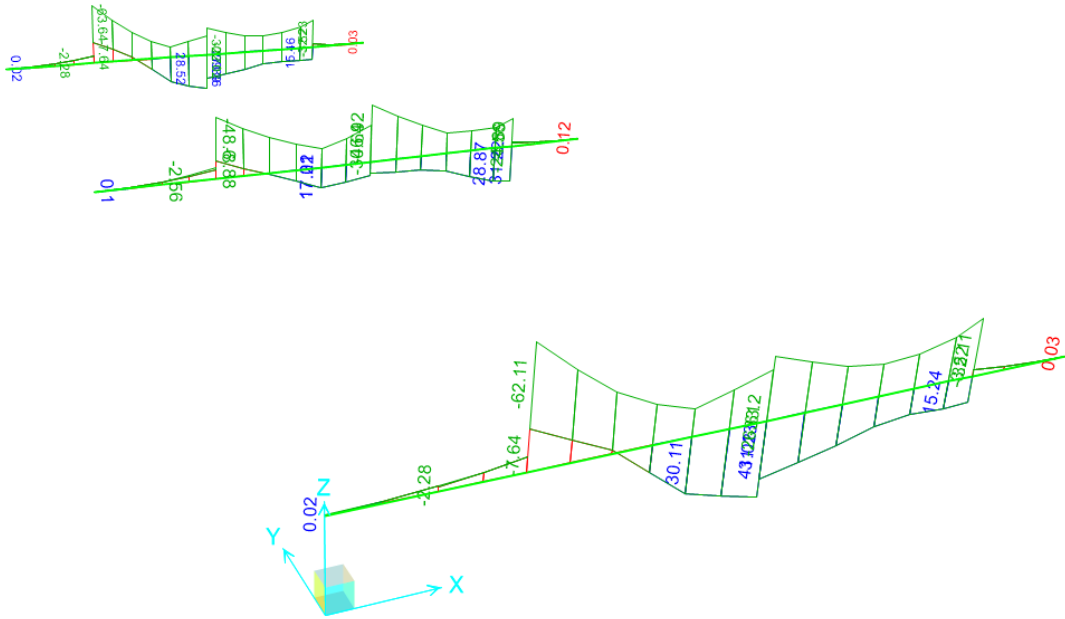


Figura 13-19 – Momento flettente ENV_SLV – Traversi

Shear Force 2-2 Diagram (ENV_SLV - Max/Min)

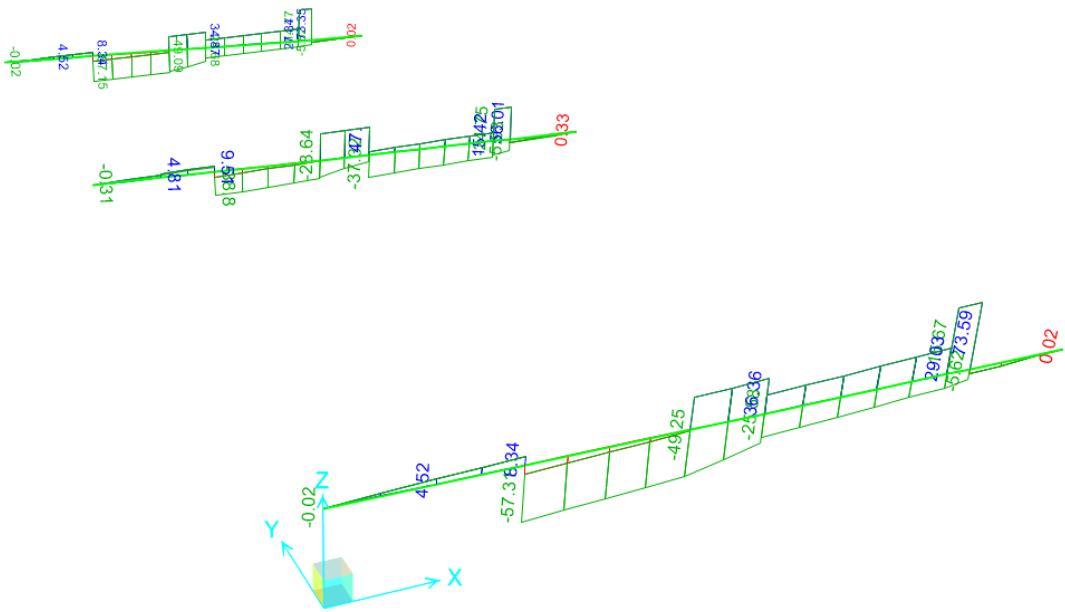


Figura 13-20 – Taglio ENV_SLV – Traversi



Axial Force Diagram (ENV_SLV - Max/Min)

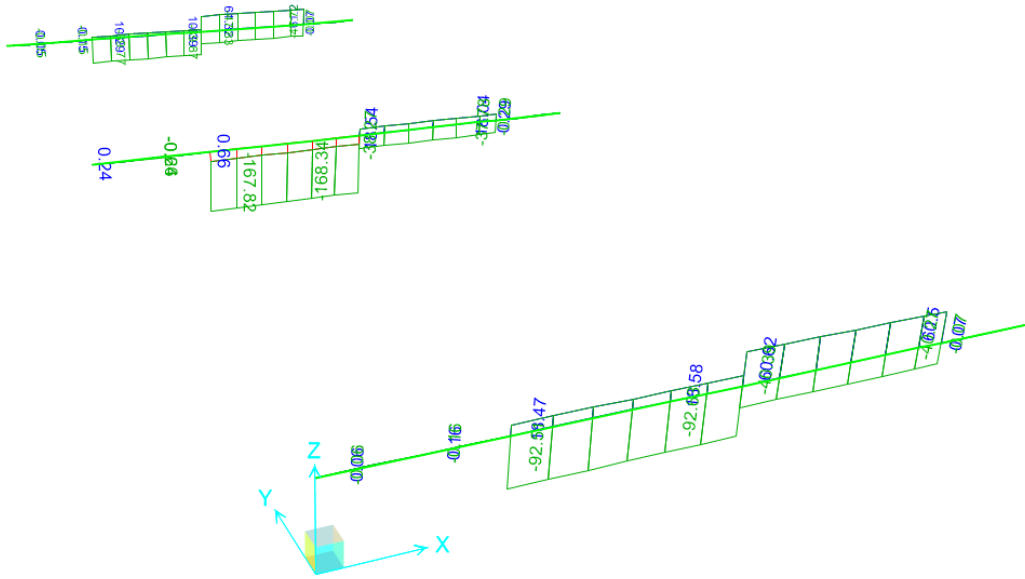


Figura 13-21 – Forza assiale ENV_SLV – Traversi

Moment 3-3 Diagram (ENV_SLEr - Max/Min)

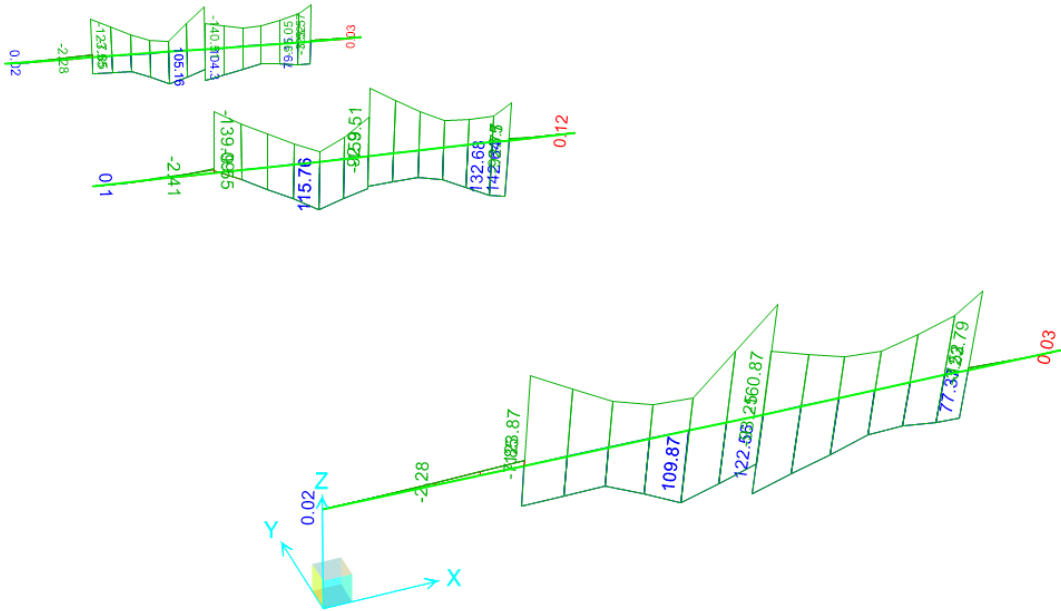


Figura 13-22 – Momento flettente ENV_SLEr – Traversi



Shear Force 2-2 Diagram (ENV_SLEr - Max/Min)

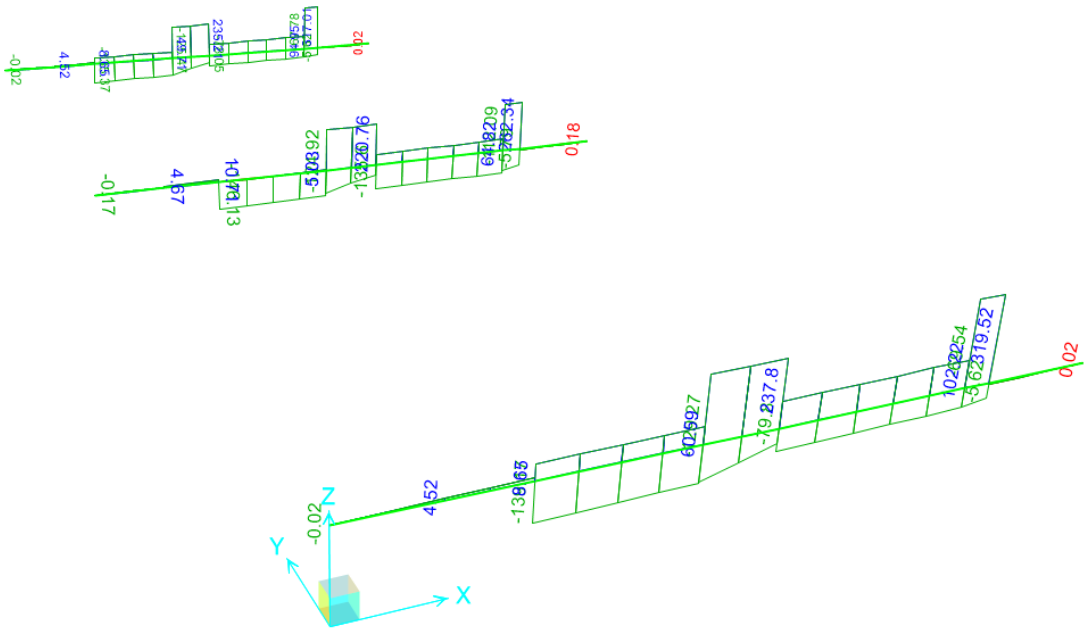


Figura 13-23 – Taglio ENV_SLEr – Traversi

Axial Force Diagram (ENV_SLEr - Max/Min)

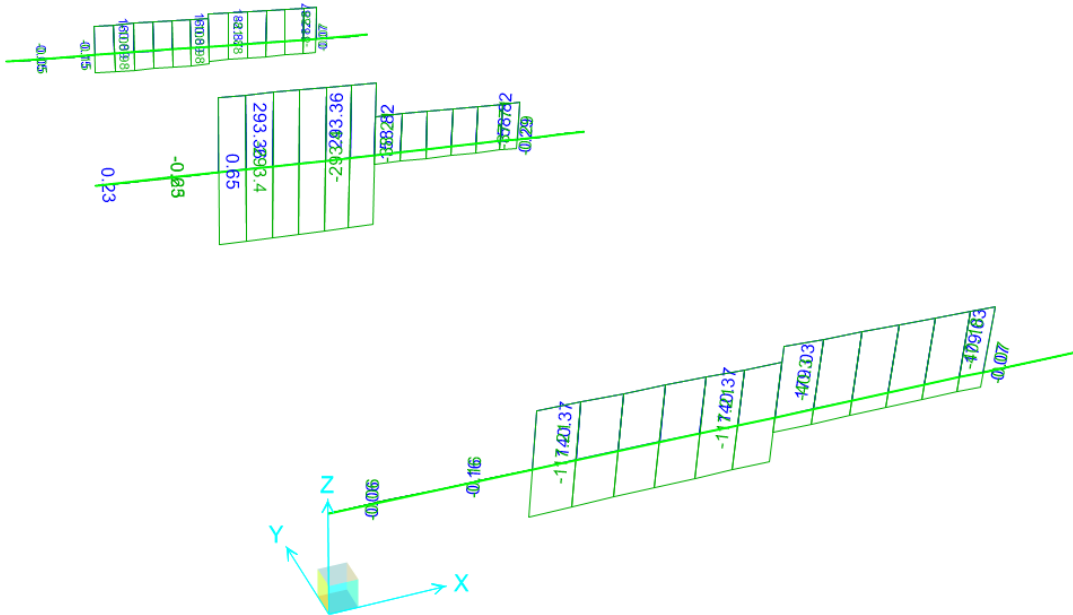


Figura 13-24 – Forza assiale ENV_SLEr – Traversi



Moment 3-3 Diagram (ENV_SLEf - Max/Min)

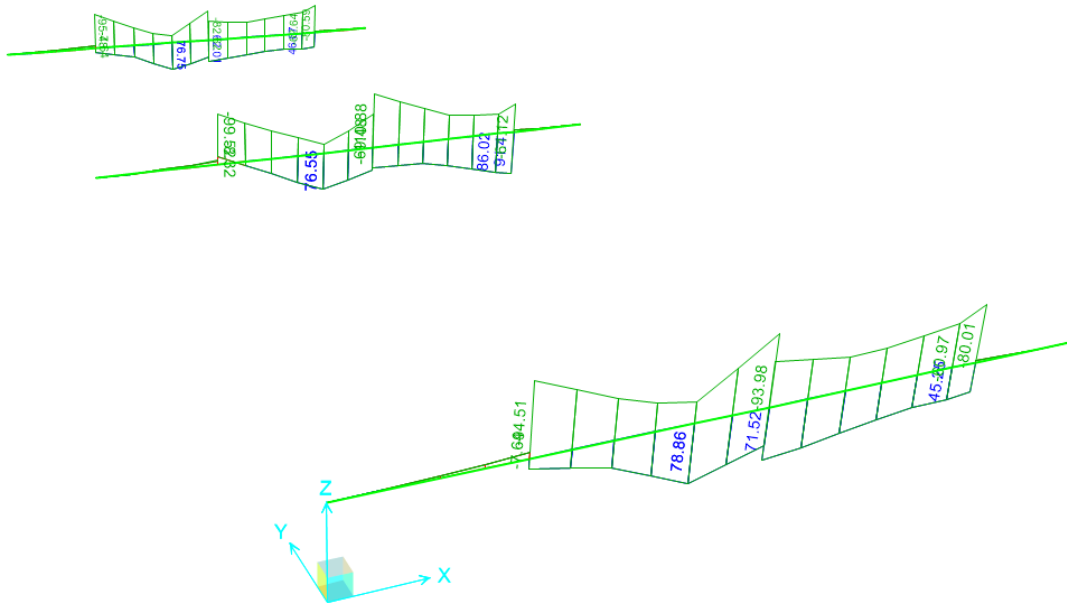


Figura 13-25 – Momento flettente ENV_SLEf – Traversi

Shear Force 2-2 Diagram (ENV_SLEf - Max/Min)

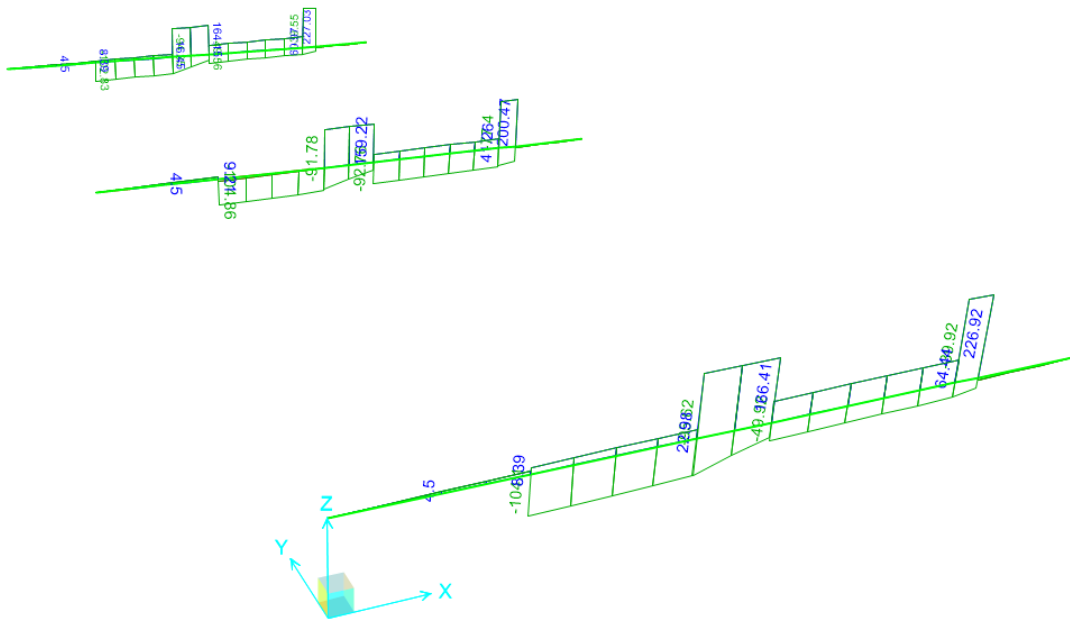


Figura 13-26 – Taglio ENV_SLEf – Traversi



Axial Force Diagram (ENV_SLEf - Max/Min)

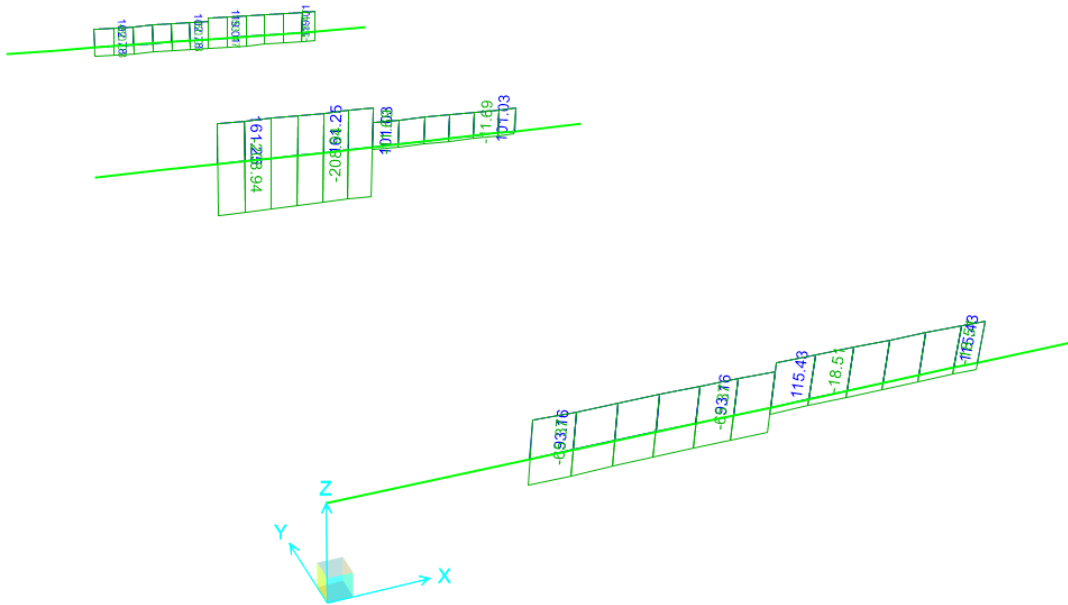


Figura 13-27 – Forza assiale ENV_SLEf – Traversi

Moment 3-3 Diagram (ENV_SLEq - Max/Min)

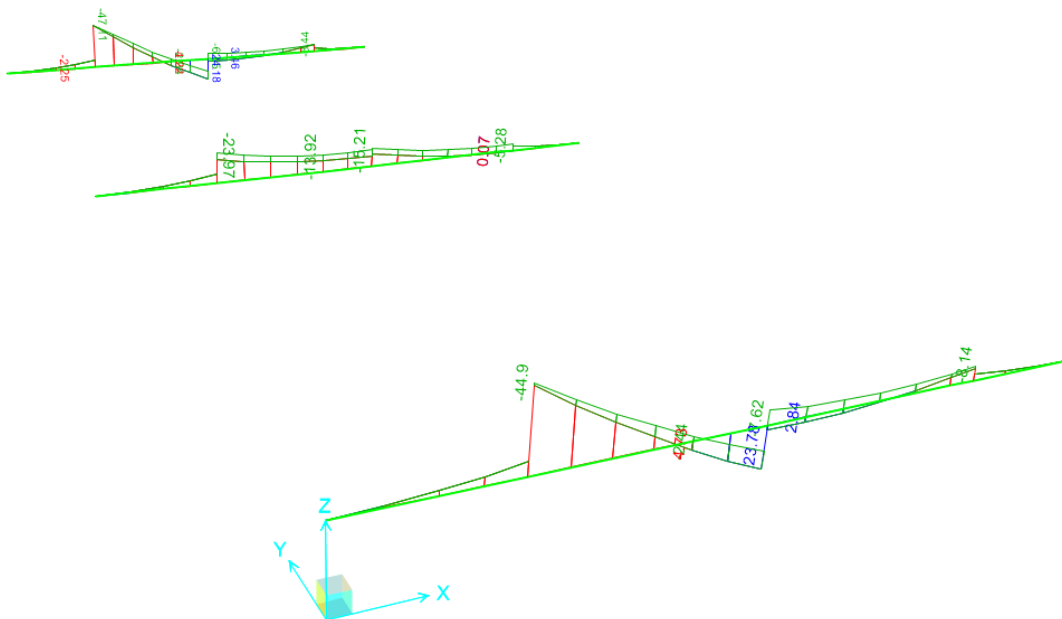


Figura 13-28 – Momento flettente ENV_SLEq – Traversi



Shear Force 2-2 Diagram (ENV_SLEq - Max/Min)

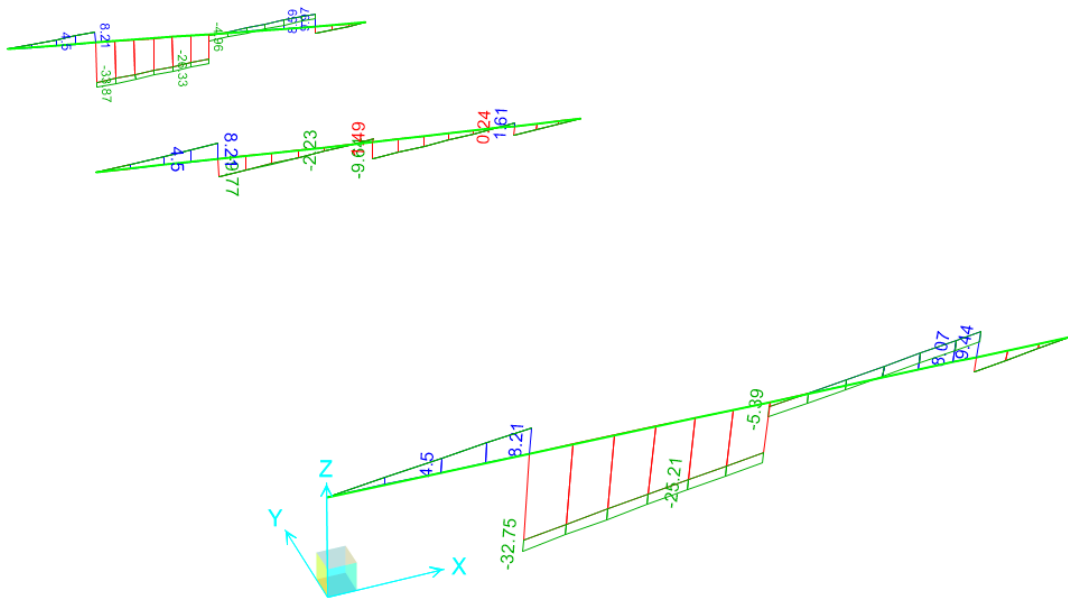


Figura 13-29 – Taglio ENV_SLEq – Traversi

Axial Force Diagram (ENV_SLEq - Max/Min)

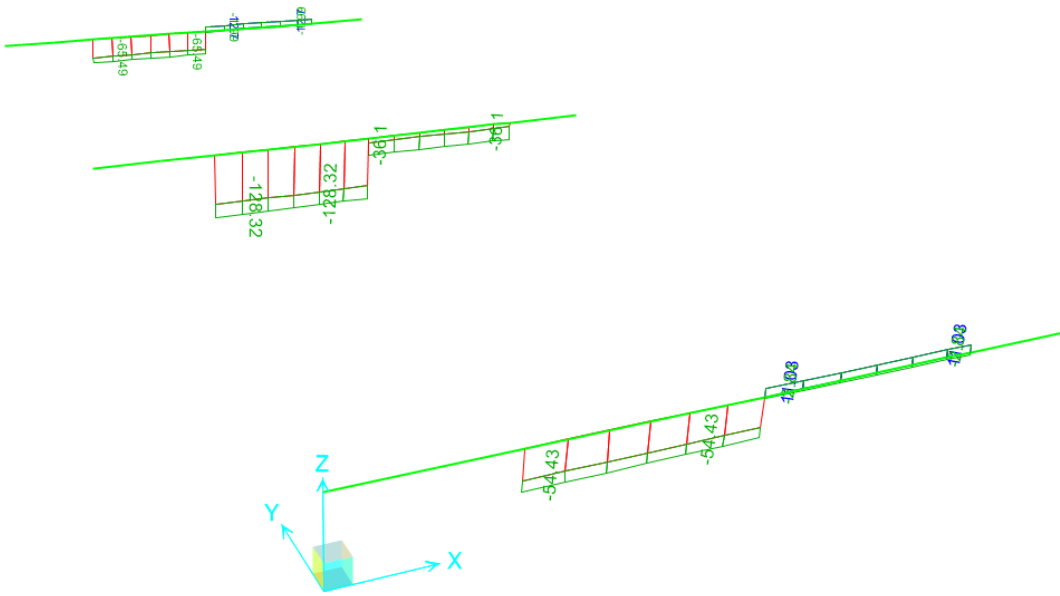


Figura 13-30 – Forza assiale ENV_SLEq – Traversi



13.3 Soletta

Moment 3-3 Diagram (ENV_SLU - Max/Min)

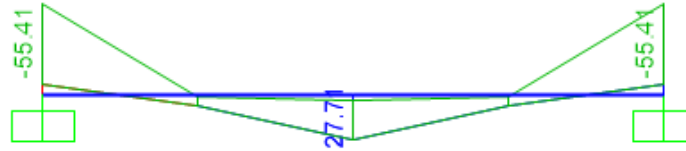


Figura 13-31 – Momento flettente ENV_SLU – Soletta (modello locale)

Shear Force 2-2 Diagram (ENV_SLU - Max/Min)

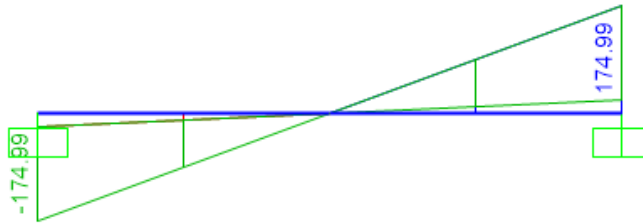


Figura 13-32 – Taglio ENV_SLU – Soletta (modello locale)

Axial Force Diagram (ENV_SLU - Max/Min)



Figura 13-33 – Forza assiale ENV_SLU – Soletta (modello locale)

c_d9969 - Comune di Genova - Prot. 29/03/2023.0139153.E



Moment 3-3 Diagram (ENV_SLV - Max/Min)

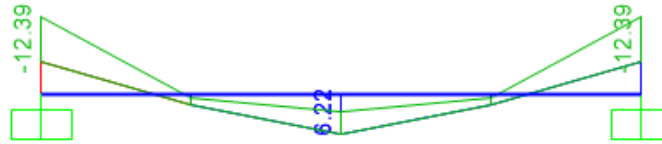


Figura 13-34 – Momento flettente ENV_SLV – Soletta (modello locale)

Shear Force 2-2 Diagram (ENV_SLV - Max/Min)

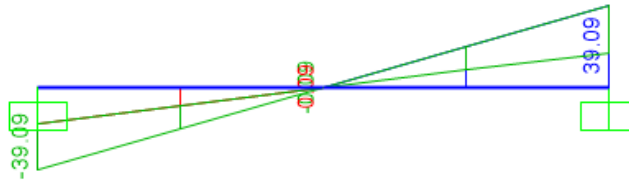


Figura 13-35 – Taglio ENV_SLV – Soletta (modello locale)

Axial Force Diagram (ENV_SLV - Max/Min)

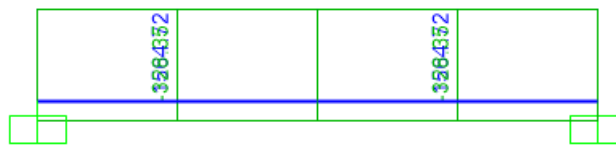


Figura 13-36 – Forza assiale ENV_SLV – Soletta (modello locale)



Moment 3-3 Diagram (ENV_SLEr - Max/Min)

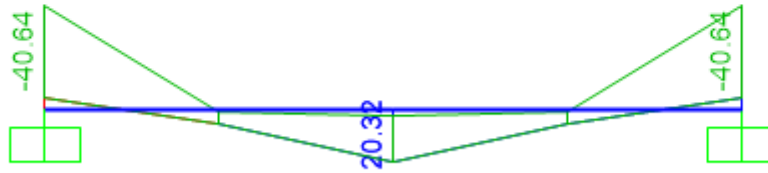


Figura 13-37 – Momento flettente ENV_SLEr – Soletta (modello locale)

Shear Force 2-2 Diagram (ENV_SLEr - Max/Min)

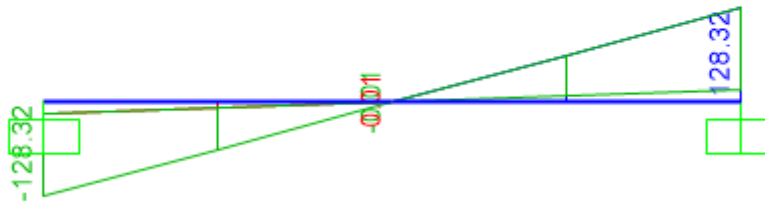


Figura 13-38 – Taglio ENV_SLEr – Soletta (modello locale)

Axial Force Diagram (ENV_SLEr - Max/Min)

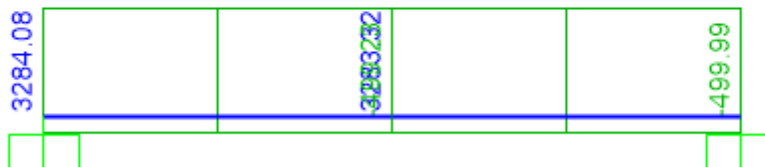


Figura 13-39 – Forza assiale ENV_SLEr – Soletta (modello locale)



Moment 3-3 Diagram (ENV_SLEf - Max/Min)

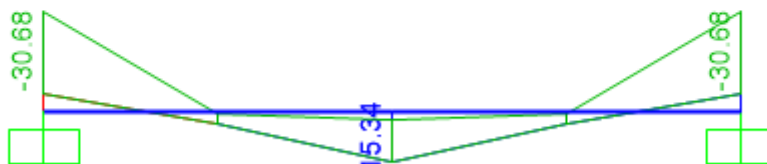


Figura 13-40 – Momento flettente ENV_SLEf – Soletta (modello locale)

Shear Force 2-2 Diagram (ENV_SLEf - Max/Min)

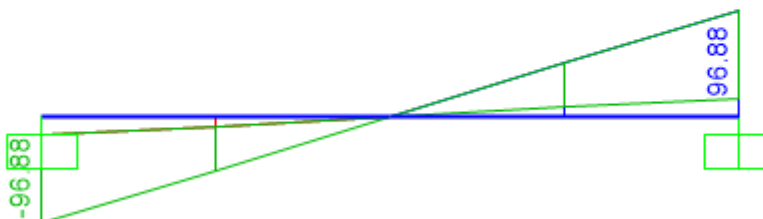


Figura 13-41 – Taglio ENV_SLEf – Soletta (modello locale)

Axial Force Diagram (ENV_SLEf - Max/Min)

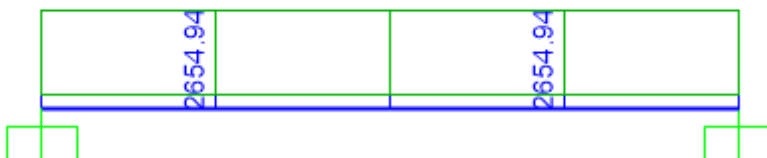


Figura 13-42 – Forza assiale ENV_SLEf – Soletta (modello locale)



Moment 3-3 Diagram (ENV_SLEq - Max/Min)

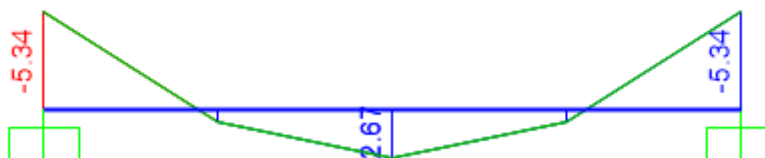


Figura 13-43 – Momento flettente ENV_SLEq – Soletta (modello locale)

Shear Force 2-2 Diagram (ENV_SLEq - Max/Min)

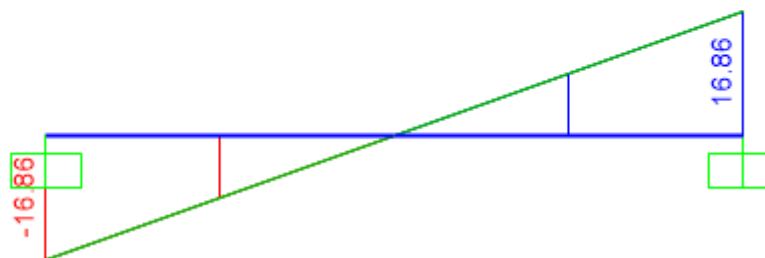


Figura 13-44 – Taglio ENV_SLEq – Soletta (modello locale)

Axial Force Diagram (ENV_SLEq - Max/Min)

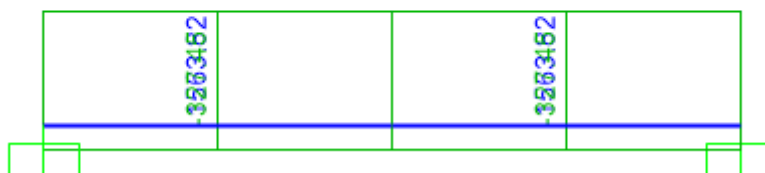


Figura 13-45 – Forza assiale ENV_SLEq – Soletta (modello locale)

c_9969 - Comune di Genova - Prot. 29/03/2023.0139153.E



14. VERIFICHE STRUTTURALI – TRAVI PRINCIPALI

Le verifiche strutturali per le travi principali. In particolare si considerano i seguenti involuipi:

- ENV SLU: per gli stati limite ultimi statici;
- ENV SLV: per gli stati limite di salvaguardia della vita;
- ENV SLEr: per gli stati limite di esercizio in combinazione rara e sismica agli stati limite di danno;
- ENV SLEf: per gli stati limite di esercizio in combinazione frequente;
- ENV SLEq: per gli stati limite di esercizio in combinazione quasi permanente.

I primi due sono utilizzati per le verifiche agli stati limite ultimi mentre i rimanenti involuipi sono utilizzati per gli stati limite di esercizio.

14.1 Sezione di verifica

La sezione di verifica è caratterizzata dal getto della trave principale, dal getto di completamento della soletta e dai trefoli per la precompressione. Le armature longitudinali lente non sono considerate.

Le predalles, per scelta progettuale, sono congruenti al getto di completamento della soletta. Tale congruenza è garantita sia dai tralicci di armatura sia dalla presenza dell' attrito che dell'aderenza.

La disposizione dei trefoli è mostrata in Figura 14-1 e in Tabella 13-1, dove con y si intende l'altezza del livello di trefoli rispetto al lembo inferiore (espressa in millimetri), n è il numero dei trefoli associato al livello e A_{sp} è l'area del singolo trefolo, espressa in mm^2 .

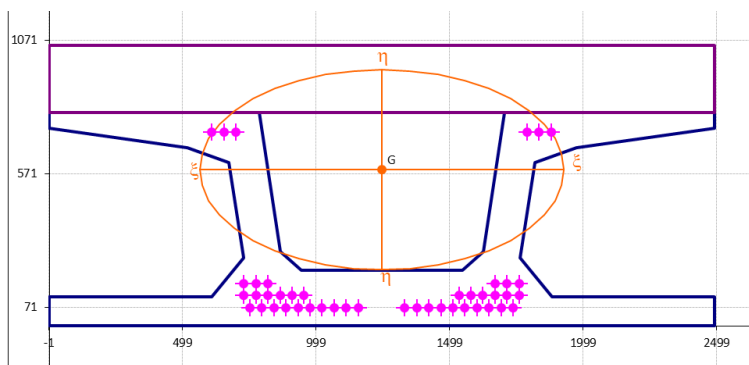


Figura 14-1 – Sezione di verifica

Tabella 14-1 – Caratteristiche trefoli

LIVELLO	y [mm]	n	Tipo	A_{sp} [mm ²]
L1	725	6	0,6"	139
L2	158	6	0,6"	139
L3	113	12	0,6"	139
L4	68	20	0,6"	139

Tabella 14-2 – Proprietà della sezione solo trave (con e senza armature)

CARATTERISTICHE SEZIONE SOLO CLS TRAVE											
Area	Momenti statici		Coord. baricentro		Momenti di inerzia baricentrici						
A [mm ²]	S_x [mm ³]	S_y [mm ³]	x_G [mm]	y_G [mm]	I_{xG} [mm ⁴]	I_{yG} [mm ⁴]	I_{xyG} [mm ⁴]	α [rad]	I_ξ [mm ⁴]	I_η [mm ⁴]	
710582	2.26E+08	8.85E+08	1245.00	318.09	5.88E+10	3.08E+11	5.98E-06	0.00	5.88E+10	3.08E+11	
CARATTERISTICHE SEZIONE SOLO TRAVE PIU' ARMATURE											
Area	Momenti statici		Coord. baricentro		Momenti di inerzia baricentrici						
A [mm ²]	S_x [mm ³]	S_y [mm ³]	x_G [mm]	y_G [mm]	I_{xG} [mm ⁴]	I_{yG} [mm ⁴]	I_{xyG} [mm ⁴]	α [rad]	I_ξ [mm ⁴]	I_η [mm ⁴]	
736376	2.31E+08	9.17E+08	1245.00	313.33	6.05E+10	3.12E+11	-1.46E-06	0.00	6.05E+10	3.12E+11	



Tabella 14-3 – Proprietà della sezione trave+soletta (con e senza armature)

CARATTERISTICHE SEZIONE OMOGENEA CLS TRAVE PIU' GETTO										
Area	Momenti statici		Coord. baricentro		Momenti di inerzia baricentrici					
A [mm ²]	S _x [mm ³]	S _y [mm ³]	x _G [mm]	y _G [mm]	I _{xG} [mm ⁴]	I _{yG} [mm ⁴]	I _{xyG} [mm ⁴]	α [rad]	I _ξ [mm ⁴]	I _η [mm ⁴]
1302473	7.74E+08	1.62E+09	1245.00	593.89	1.81E+11	6.14E+11	3.73E-07	0.00	1.81E+11	6.14E+11
CARATTERISTICHE SEZIONE OMOGENEA CLS TRAVE PIU' GETTO PIU' ARMATURE										
Area	Momenti statici		Coord. baricentro		Momenti di inerzia baricentrici					
A [mm ²]	S _x [mm ³]	S _y [mm ³]	x _G [mm]	y _G [mm]	I _{xG} [mm ⁴]	I _{yG} [mm ⁴]	I _{xyG} [mm ⁴]	α [rad]	I _ξ [mm ⁴]	I _η [mm ⁴]
1328267	7.78E+08	1.65E+09	1245.00	585.90	1.86E+11	6.18E+11	1.81E-05	0.00	1.86E+11	6.18E+11

14.2 Verifica agli SLU

14.2.1 Verifica a flessione

Si riportano di seguito i valori dei momenti della trave più sollecitata per le combinazioni agli SLU e agli SLV.

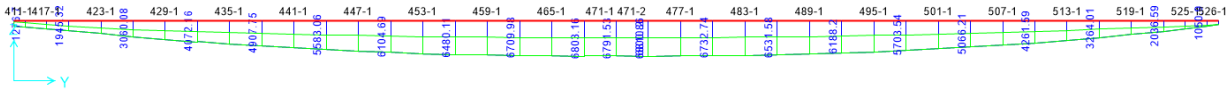


Figura 14-2 – Diagramma momenti flettenti combinazione ENV-SLU

Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m	
471		1	SLU196	Combination	Max	-2309.769	321.075	112.117	28.4397	158.2887	6810.2016

Figura 14-3 – Massimo momento flettente combinazione SLU196

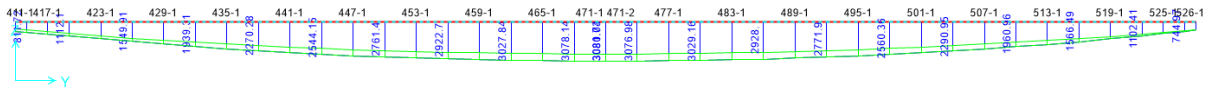


Figura 14-4 – Diagramma momenti flettenti combinazione ENV-SLV

Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m	
471		0.5	SLV8	Combination	Max	-1877.468	59.906	20.254	26.8294	22.2893	3081.0413

Figura 14-5– Massimo momento flettente combinazione SLV8

Il momento massimo risulta essere pari a $M_{Ed} = 6810 \text{ kNm}$ e la trave risulta verificata con un momento resistente di $M_{Rd} = 7516 \text{ kNm}$, come mostrato nella figura di seguito. Si ricorda che la valutazione del momento resistente tiene conto del materiale della soletta per tutta la sezione e si ottiene, quindi, un valore a favore di sicurezza.



Verifica C.A. S.L.U. - File: Mresistente

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

Titolo: _____

N° Vertici: 30 **Zoom** **N° barre:** 0 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	124.5	0
2	249	0
3	249	11
4	188.3	11
5	176.3	25.5
6	181.8	61.3

Armatura Precompressione
N° cavi: 44 **Zoom**

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	σ _{sc} [MPa]
1	1.39	75.25	6.8	1000
2	1.39	79.75	6.8	1000
3	1.39	84.85	6.8	1000
4	1.39	88.75	6.8	1000
5	1.39	97.75	6.8	1000
6	1.39	102.25	6.8	1000

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N Ed: 2077 **0** kN
M xEd: 6800 **0** kNm
M yEd: 0 **0**

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

Tipo rottura:
 Lato calcestruzzo - Cavo snervato

Materiali:
B450C **C35/45**
 ε_{su} 67.5% ε_{c2} 2%
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5%
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 19.83
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957% σ_{c,adm} 13.5
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

M xRd: 7'516 kNm
 σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 3.5%
 ε_s 3.5%
 d 98.2 cm
 x 26.82 x/d 0.2731
 δ 0.7814

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

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

Tipo flessione:
 Retta Deviata

N° rett.: 100
Calcola MRd: **Dominio M-N**
 L_o 0 cm Col. modello

Precompresso

Armatura Precompressione (Trefolo):
 ε_{su} 67.5%
 f_{yd} 1'450 N/mm²
 E_s/E_c 5.45
 ε_{syd} 7.25%
 σ_{s,adm} 1080 N/mm²
 σ_{sp} 1'450 N/mm²
 ε_{sp} 14.31% compressa pref.

Figura 14-6 – Calcolo momento resistente sezione di verifica

14.2.2 Verifica a taglio

Per la singola anima della sezione a cassone in c.a.p. si considera oltre al contributo dello sforzo di taglio il contributo del momento torcente.

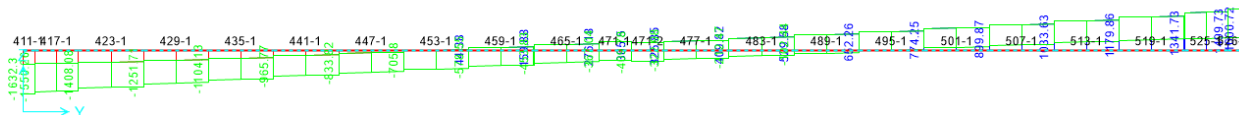


Figura 14-7 – Diagramma momenti flettenti combinazione ENV-SLU

Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
411	0	SLU204	Combination	Min	-3240.028	-1632.296	-2.006	-33.4074	0.8787	222.2706

Figura 14-8 – Massima forza di taglio combinazione SLU204

Lo sforzo di taglio per ogni azione elementare si divide per le due anime a questa quantità si somma il contributo dello sforzo di taglio dovuto al momento torcente calcolato con il metodo alla Bredt, per le sezioni chiuse a parete sottile. Pertanto per ogni azione elementare lo sforzo di taglio sulla singola anima della sezione a cassoncino è dato da:

$$V_{Ed,anima} = 0.5V_{Ed} + \frac{T}{2\Omega} h = 0.5 \cdot 1632 + \frac{33.4}{2 \cdot 3.3} \cdot 0.72 = 819 \text{ kN}$$

T = momento torcente dell'azione elementare per la sezione a cassoncino;

Ω = area racchiusa dalla linea media dei contorni della sezione a cassoncino;

h = altezza della sezione a cassoncino.



VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2018 ED EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)

Note e convenzioni

N > 0 => trazione

Compilare le celle in azzurro

Dati di input

Rck	55	N/mm ²	
fck	44	N/mm ²	
Valore medio della resistenza a trazione	f _{ctm} = 3.7	N/mm ²	= 0.3 x fck ^(2/3)
Coefficiente sicurezza cls	γ _c = 1.5		Fattore di confidenza FC = 1
Coefficiente carichi lunga durata	α _{cc} = 0.85		
fcd=resistenza di calcolo del cls	fcd = 24.74	N/mm ²	= α _{cc} x fck / γ _c
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	f _{yk} = 450	N/mm ²	
Coefficiente sicurezza acciaio	γ _s = 1.15		
Snervamento di calcolo acciaio	f _{yd} = 391	N/mm ²	= f _{yk} / γ _s
Forza di taglio di calcolo	V _{sd} = 819.64	kN	
Forza assiale di calcolo	N _{sd} = 0	kN	
Larghezza sezione	b _w = 20	cm	= 200 mm
altezza della sezione	H = 80	cm	= 800 mm
Copriferro	c = 4	cm	
Diametro barre superiori	φ ₂ = 12	mm	(armatura compressa)
Diametro barre inferiori	φ ₁ = 12	mm	(armatura tesa)
Diametro staffe	φ _{st} = 10	mm	
Numero di barre superiori	N ₂ = 10		
Numero di barre inferiori	N ₁ = 10		
altezza utile della sezione	d = 74.4	cm	= 744 mm

Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1 (rif. cap. 4.1.2.1.3.1 del D.M. 2008)

Vrd1 = { [0.18 x k x (100 x ρ₁ x fck)^(1/3) / γ_c + 0.15 x α_{cp}] x (b_w x d)
 con Vrd1 >= Vrd1_{min} = {V_{min} + 0.15 x α_{cp}} x (b_w x d)

K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00 K = 1.52
 V_{min} = 0.035 x K^{1.5} x fck^{0.5} V_{min} = 0.43 N/mm²

ρ₁ = A_{s1} / (b_w x d) ≤ 0.02
 A_{s1} = area delle armature di trazione che si estendono non meno di d + l_{bn} oltre la sezione considerata
 A_{s1} = 11.31 cm² = 1130.973 mm²
 ρ₁ = 0.0076

σ_{cp} = -N_{sd} / A_c ≤ 0.2 fcd σ_{cp} = 0.00 N/mm²

Vrd1 =	87	kN
Vrd1 _{min} =	64	kN
Vrd1 =	87.12	kN

OCCORRE ARMARE A TAGLIO

Resistenza di calcolo dell'elemento con armatura a taglio (rif. cap. 4.1.2.1.3.2 del D.M. 2008)

Verifica delle bielle compresse: Vrcd

Vrcd = [0.9 x d x b_w x α_c x fcd x (cotgα + cotgθ)] / [1 + (cotgθ)²]

Definizione del coefficiente maggiorativo α _c	σ _{cp} < 0.00 => α _c = 1	membrature non compresse
0.00 =< σ _{cp} < 6.18 => α _c = 1.00		
6.18 =< σ _{cp} <= 12.37 => α _c = 1.25		
12.37 < σ _{cp} < 24.74 => α _c = 2.50		membrature fortemente compresse

Essendo σ_{cp} = 0.00 N/mm² si assume quindi α_c = 1

Resistenza a compressione ridotta fcd = 12.37 N/mm² = 0.5 x fcd
 Angolo di inclinazione dell'armatura a taglio α = 90° (45° per ferri piegati e 90° per staffe)
 α = 1.57 rad

Angolo di inclinazione dei puntoni compressi θ = 45.00° (compreso tra 21.8° e 45°)
 θ = 0.79 rad

Vrcd =	828.13	kN
---------------	---------------	-----------

OK - VERIFICA SODDISFATTA

Verifica dell'armatura a taglio: Vrsd

Vrsd = 0.9 x d x (A_{sw} / s) x f_{yk} x (cotgα + cotgθ) x sinα

Passo delle staffe	s = 10	cm	100 mm
Diametro staffe	φ _{st} = 10	mm	
Braccia resistenti	n = 4		
Area armatura a taglio	A _{sw} = 3.14	cm ²	314 mm ²
Percentuale minima di armatura	ρ _{w,min} = 0.0012	mm	= 0.08 x (Fck ^{0.5}) / F _{yk}
Area minima di armatura a taglio	A _{w,min} = 23.49	mm ²	= ρ _{w,min} x s x B _w x senα (EC2-Par.9.2.2)

Vrsd =	823.15	kN
---------------	---------------	-----------

OK - VERIFICA SODDISFATTA

c_d969 - Comune di Genova - Prot. 29/03/2023. 0139153.E



Lo spessore dell'anima nel caso in esame risulta maggiore rispetto a quello della sezione standard in quanto la sezione di verifica è quella di estremità.

Le verifiche risultano soddisfatte.

14.3 Verifica agli SLE

Si riportano di seguito i diagrammi dei momenti flettenti utili per le verifiche agli SLE.

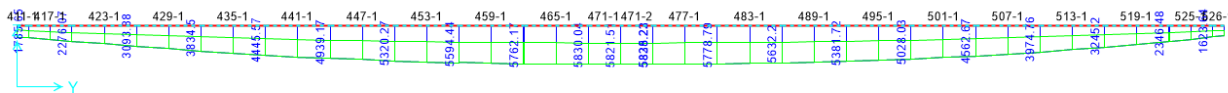


Figura 14-9 – Diagramma momenti flettenti combinazione ENV-SLEr

Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m	
471		1	SLEr196	Combination	Max	-4248.514	237.995	100.239	21.3409	128.729	5835.2278

Figura 14-10 – Massimo momento flettente combinazione SLEr196

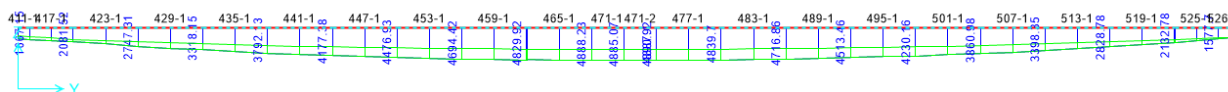


Figura 14-11 – Diagramma momenti flettenti combinazione ENV-SLEf

Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m	
471		1	SLEf27	Combination	Max	-4233.792	189.256	63.715	21.5044	86.4616	4890.92

Figura 14-12 – Massimo momento flettente combinazione SLEf127



Figura 14-13 – Diagramma momenti flettenti combinazione ENV-SLEq

Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m	
467		0.5	SLEq3	Combination		-1944.67	-14.648	-67.54	6.915	49.2794	2586.9079

Figura 14-14 – Massimo momento flettente combinazione SLEq3

La tabella di seguito riporta invece i valori limite per il calcestruzzo (per la trave e per la soletta), per i trefoli e per l'acciaio di armatura ordinaria, non considerato in questa analisi.

Tabella 14-4 – Valori limite per le verifiche agli SLE

VALORI LIMITE CLS TRAVE			VALORI LIMITE TREFOLI		
RILASCIO TREFOLI			RILASCIO TREFOLI		
σ_c	31.50	MPa	σ_{pm0}	1395.00	MPa
σ_{ctm}	3.16	MPa			
Q. PERMANENTE			Q. PERMANENTE		
σ_c	20.25	MPa	σ_p	1395.00	MPa
σ_{ctm}	3.16	MPa			
RARA/SLD			RARA/SLD		
σ_c	27.00	MPa	σ_p	1395.00	MPa
σ_{ctm}	3.16	MPa			

VALORI LIMITE CLS SOLETTA			VALORI LIMITE B450C		
Q. PERMANENTE			Q. PERMANENTE		
σ_c	15.75	MPa	σ_s	360.00	MPa
σ_{ctm}	2.67	MPa			
RARA/SLD			RARA/SLD		
σ_c	21.00	MPa	σ_s	360.00	MPa
σ_{ctm}	2.67	MPa			

14.3.1 Verifiche in fase di tiro

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni generate nella sezione di verifica (posta in mezzera alla trave)



a seguito dell'applicazione delle forze di precompressione e delle successive perdite ad esse associate. Le tensioni sono valutate ai lembi superiore e inferiore, sull'asse baricentrico e sui livelli su cui giacciono i cavi da precompressione. Per la procedura seguita per il calcolo delle perdite di precompressione si rimanda al capitolo 9.

Tabella 14-5 – Proprietà dei cavi da precompressione

CAVI PRECOMPRESSIONE		
y_G	222.61	mm
f_{pk}	1860.00	MPa
$f_{p0.1k}$	1670.00	MPa
$\sigma_{p,max}$	1488.00	MPa
$\sigma_{p,0,limite}$	1395.00	MPa
$\sigma_{p,tiro}$	1300.00	MPa
E	190000	MPa
T_{max}	65	°C
$\Sigma(T_{\Delta t}-20) \Delta t$	315	°C h
Rientro ancoraggi	5	mm

Tabella 14-6 – Valutazione delle perdite istantanee

PERDITE ISTANTANEE		
$\Delta\sigma_{p,rientro}$	9.5	MPa
$\Delta\sigma_{p,r}(t_0;t_0)$	0.0	MPa
σ_{pi}	1290.50	MPa
μ	0.69	
ρ_{1000}	2.41%	MPa
t_{eq}	0.00	ore
ϵ_{pi}	-0.679%	
$\sigma_p(t_0)$	1290.50	MPa
n	5.40	

Tabella 14-7 – Calcolo delle tensioni a seguito delle perdite istantanee

TENSIONI PERDITE ISTANTANEE					
λ	-3.05E-04				
η	-4.87E-07	1/mm			
$\sigma_{c,sup}$	-2.46	MPa	-	-	-
σ_{c,am_L1}	-3.79	MPa	σ_{p,am_L1}	1270.06	MPa
$\sigma_{c,baricentro}$	-11.05	MPa	-	-	-
σ_{c,am_L2}	-13.79	MPa	σ_{p,am_L2}	1216.01	MPa
σ_{c,am_L3}	-14.59	MPa	σ_{p,am_L3}	1211.72	MPa
σ_{c,am_L4}	-15.38	MPa	σ_{p,am_L4}	1207.43	MPa
$\sigma_{c,inf}$	-16.58	MPa	-	-	-



Tabella 14-8 – Calcolo delle variazioni di tensioni dovute all'applicazione del peso proprio

TENSIONI PESO PROPRIO					
$\sigma_{c,sup}$	-6.47	MPa	-	-	-
σ_{c,arm_L1}	-5.48	MPa	σ_{p,arm_L1}	-29.57	MPa
$\sigma_{c,baricentro}$	0.00	MPa	-	-	-
σ_{c,arm_L2}	2.07	MPa	σ_{p,arm_L2}	11.16	MPa
σ_{c,arm_L3}	2.66	MPa	σ_{p,arm_L3}	14.39	MPa
σ_{c,arm_L4}	3.26	MPa	σ_{p,arm_L4}	17.62	MPa
$\sigma_{c,inf}$	4.17	MPa	-	-	-

Tabella 14-9 – Calcolo delle tensioni precedenti alle perdite differite

TENSIONI PRE-MATURAZIONE					
$\sigma_{c,sup}$	-8.94	MPa			
σ_{c,arm_L1}	-9.26	MPa	σ_{p,arm_L1}	1240.48	MPa
σ_{c,arm_L2}	-11.73	MPa	σ_{p,arm_L2}	1227.17	MPa
σ_{c,arm_L3}	-11.92	MPa	σ_{p,arm_L3}	1226.11	MPa
σ_{c,arm_L4}	-12.12	MPa	σ_{p,arm_L4}	1225.05	MPa
$\sigma_{c,inf}$	-12.42	MPa			

c_0969 - Comune di Genova - Prot. 29/03/2023.0139153.E



Tabella 14-10 – Valutazione delle perdite per ritiro e viscosità

PERDITE DIFFERITE		
RITIRO		
ϵ_{RITIRO}	0.0157%	
VISCOSITA'		
ϕ_{∞}	1.70	
ϕ^*_{∞}	0.67	
VISCOSITA' LIVELLO 1		
$\sigma_{c,arm}$	-9.26	MPa
$\epsilon_{v L1}$	0.0171%	
VISCOSITA' LIVELLO 2		
$\sigma_{c,arm}$	-11.73	MPa
$\epsilon_{v L2}$	0.0216%	
VISCOSITA' LIVELLO 3		
$\sigma_{c,arm}$	-11.92	MPa
$\epsilon_{v L3}$	0.0220%	
VISCOSITA' LIVELLO 4		
$\sigma_{c,arm}$	-12.12	MPa
$\epsilon_{v L4}$	0.0223%	
RILASSAMENTO LIVELLO 1		
$\Delta\sigma_{p,r}(t_1;t_2)$	33.5	MPa
$\sigma_{p,t1}$	1240.48	MPa
μ	0.67	
ρ_{1000}	2.00%	MPa
$t_2=t_{eq}$	500000.00	ore
$\Delta\sigma_{p,rilass}$	33.5	MPa
$\Delta\epsilon_{rilass}$	0.018%	
RILASSAMENTO LIVELLO 2		
$\Delta\sigma_{p,r}(t_1;t_2)$	30.4	MPa
$\sigma_{p,t1}$	1227.17	MPa
μ	0.66	
ρ_{1000}	1.90%	MPa
$t_2=t_{eq}$	500000.00	ore
$\Delta\sigma_{p,rilass}$	30.4	MPa
$\Delta\epsilon_{rilass}$	0.016%	
RILASSAMENTO LIVELLO 3		
$\Delta\sigma_{p,r}(t_1;t_2)$	30.1	MPa
$\sigma_{p,t1}$	1226.11	MPa
μ	0.66	
ρ_{1000}	1.89%	MPa
$t_2=t_{eq}$	500000.00	ore
$\Delta\sigma_{p,rilass}$	30.1	MPa
$\Delta\epsilon_{rilass}$	0.016%	
RILASSAMENTO LIVELLO 4		
$\Delta\sigma_{p,r}(t_1;t_2)$	29.9	MPa
$\sigma_{p,t1}$	1225.05	MPa
μ	0.66	
ρ_{1000}	1.88%	MPa
$t_2=t_{eq}$	500000.00	ore
$\Delta\sigma_{p,rilass}$	29.9	MPa
$\Delta\epsilon_{rilass}$	0.016%	

c_d969.Comune di Genova - Prot. 29/03/2023.0139153.E



Tabella 14-11 – Valutazione delle perdite per rilassamento

TENSIONI POST PERDITE DIFFERITE					
n*	9.0108				
λ	-4.44E-04				
η	-7.01E-07	1/mm			
σ _{c,sup}	-2.23	MPa	-	-	-
σ _{c,am_L1}	-3.37	MPa	σ _{p,am_L1}	1114.34	MPa
σ _{c,baricentro}	-9.65	MPa	-	-	-
σ _{c,am_L2}	-12.02	MPa	σ _{p,am_L2}	1017.60	MPa
σ _{c,am_L3}	-12.70	MPa	σ _{p,am_L3}	1009.92	MPa
σ _{c,am_L4}	-13.39	MPa	σ _{p,am_L4}	1002.23	MPa
σ _{c,inf}	-14.43	MPa	-	-	-

Tabella 14-12 – Tensioni nella trave precompressa al momento della posa in opera

TENSIONI TRAVE PRECOMPR.					
σ _{c,sup}	-2.23	MPa			
σ _{c,am_L1}	-3.37	MPa	σ _{p,am_L1}	1114.34	MPa
σ _{c,am_L2}	-12.02	MPa	σ _{p,am_L2}	1017.60	MPa
σ _{c,am_L3}	-12.70	MPa	σ _{p,am_L3}	1009.92	MPa
σ _{c,am_L4}	-13.39	MPa	σ _{p,am_L4}	1002.23	MPa
σ _{c,inf}	-14.43	MPa			

I valori presentati in Tabella 13-9 e Tabella 13-12 vanno confrontati con i valori limite per il calcestruzzo della trave principale e per i trefoli precompressi (vedi Tabella 13-4). Essendo le tensioni inferiori ai valori limite da normativa, la trave risulta verificata in fase di tiro.

Tabella 14-13 – Freccia istantanea al momento della posa in opera

FRECCIA ISTANTANEA		
f _{p,p.}	13.36	mm
f _{precomp}	-18.92	mm
f _{tot}	-5.56	mm
VALORE LIMITE		
f _{lim}	74.8	mm
F _s	13.45	-

In Tabella 13-13 è possibile vedere come il rapporto F_s tra il valore limite della freccia istantanea e il valore ottenuto per effetto del peso proprio della trave e del tiro sia ampiamente superiore all'unità. Di conseguenza la verifica della freccia istantanea in fase di tiro risulta soddisfatta.

14.3.2 Verifiche in seguito al ritiro della soletta

Per le verifiche in seguito al ritiro della soletta, alle tensioni calcolate al paragrafo precedente vanno sommate quelle derivate dall'applicazione del carico dovuto al getto della soletta e quelle dovute al ritiro di quest'ultima. Quest'ultimo contributo sulla sezione composta è valutato, come mostrato al Paragrafo 12.3, applicando una componente di trazione direttamente sulla soletta e una componente assiale eccentrica sulle travi.

Si riportano nelle seguenti tabelle le tensioni generatesi nella sezione di verifica.



Tabella 14-14 – Dati in fase di getto della soletta

FASE 1 - GETTO (momento solo della soletta)	
SEZIONE	SezioneTrave (fase di getto)
x (verifica)	9.35 m
$N_{(X)Ed}$	0.00 kN
$M_{(X)Ed}$	675.30 kNm

SezioneTrave (fase di getto)		
J	6.05E+10	mm ⁴
y _G	313.33	mm
A _{trave}	7.36E+05	mm ²

Tabella 14-15 – Calcolo delle tensioni al getto della soletta

TENSIONI FASE GETTO					
$\sigma_{c,sup}$	-5.43	MPa			
σ_{c,am_L1}	-4.60	MPa	σ_{p,am_L1}	-24.82	MPa
σ_{c,am_L2}	1.73	MPa	σ_{p,am_L2}	9.36	MPa
σ_{c,am_L3}	2.24	MPa	σ_{p,am_L3}	12.08	MPa
σ_{c,am_L4}	2.74	MPa	σ_{p,am_L4}	14.79	MPa
$\sigma_{c,inf}$	3.50	MPa			

Tabella 14-16 – Dati per il calcolo del ritiro

FASE 2 - RITIRO (della soletta)	
SEZIONE	Sezione Trave+Soletta
x (verifica)	9.35 m
$N_{(X)Ed}$	-4258.51 kN
$M_{(X)Ed}$	1444.07 kNm

Sezione Trave+Soletta		
J	1.81E+11	mm ⁴
y _G	585.90	mm
n	1.06	
A _{tot}	1328266.90	mm ²
A _{sol,netta}	622500.00	mm ³

ϵ_{cs}	-2.01E-04
E _{c,SOL}	34077.15 Mpa

c_d969.Comune di Genova - Prot. 29/03/2023.0139153.E



Tabella 14-17 – Calcolo delle tensioni dovute al ritiro – Trazione sulla soletta

TENSIONI RITIRO σ soletta					
$\sigma_{c,sol,sup}$	6.84	MPa			
$\sigma_{c,inf}$	6.84	MPa			
$\sigma_{c,sup}$		MPa			
σ_{c,arm_L1}		MPa	σ_{p,arm_L1}	0.00	MPa
σ_{c,arm_L2}		MPa	σ_{p,arm_L2}	0.00	MPa
σ_{c,arm_L3}		MPa	σ_{p,arm_L3}	0.00	MPa
σ_{c,arm_L4}		MPa	σ_{p,arm_L4}	0.00	MPa
$\sigma_{c,inf}$		MPa			

Tabella 14-18 – Calcolo delle tensioni dovute al ritiro – Azione assiale eccentrica sulla trave

TENSIONI RITIRO da N - M					
$\sigma_{c,sol,sup}$	-6.49	MPa			
$\sigma_{c,inf}$	-4.62	MPa			
$\sigma_{c,sup}$	-4.92	MPa			
σ_{c,arm_L1}	-4.32	MPa	σ_{p,arm_L1}	-23.31	MPa
σ_{c,arm_L2}	0.21	MPa	σ_{p,arm_L2}	1.14	MPa
σ_{c,arm_L3}	0.57	MPa	σ_{p,arm_L3}	3.08	MPa
σ_{c,arm_L4}	0.93	MPa	σ_{p,arm_L4}	5.02	MPa
$\sigma_{c,inf}$	1.47	MPa			

Tabella 14-19 – Calcolo delle tensioni dovute al ritiro – Valori totali

TENSIONI RITIRO TOT					
$\sigma_{c,sol,sup}$	0.35	MPa			
$\sigma_{c,inf}$	2.22	MPa			
$\sigma_{c,sup}$	-4.92	MPa			
σ_{c,arm_L1}	-4.32	MPa	σ_{p,arm_L1}	-23.31	MPa
σ_{c,arm_L2}	0.21	MPa	σ_{p,arm_L2}	1.14	MPa
σ_{c,arm_L3}	0.57	MPa	σ_{p,arm_L3}	3.08	MPa
σ_{c,arm_L4}	0.93	MPa	σ_{p,arm_L4}	5.02	MPa
$\sigma_{c,inf}$	1.47	MPa			

Nella tabella di seguito sono mostrati i valori delle tensioni al termine della fase di ritiro della soletta. Questi valori vanno confrontati con quelli limite per il calcestruzzo della trave principale e per i trefoli precompressi (vedi Tabella 13-4). Essendo le tensioni inferiori ai valori limite da normativa, la trave risulta verificata in seguito al ritiro della soletta.



Tabella 14-20 – Verifica della sezione in fase di ritiro della soletta

VERIFICA RITIRO					
$\sigma_{c,sol,sup}$	0.35	MPa			
$\sigma_{c,inf}$	2.22	MPa			
$\sigma_{c,sup}$	-12.58	MPa			
σ_{c,arm_L1}	-12.29	MPa	σ_{p,arm_L1}	1066.21	MPa
σ_{c,arm_L2}	-10.07	MPa	σ_{p,arm_L2}	1028.11	MPa
σ_{c,arm_L3}	-9.90	MPa	σ_{p,arm_L3}	1025.07	MPa
σ_{c,arm_L4}	-9.72	MPa	σ_{p,arm_L4}	1022.04	MPa
$\sigma_{c,inf}$	-9.46	MPa			

14.3.3 Verifiche dell'intera sezione agli SLE

14.3.3.A Verifica agli SLE – combinazione quasi-permanente

In questo paragrafo si riportano le verifiche dell'intera sezione reagente agli Stati Limite di Esercizio nelle combinazioni rara, frequente e quasi permanente. I momenti $M_{(x)Ed}$ riportati nelle tabelle seguenti sono valutati sottraendo ai risultati dell'analisi numerica i contributi dovuti al peso proprio e al ritiro della soletta, contributi già valutati nelle fasi di verifica precedenti.

Le tensioni valutate nei successivi sottoparagrafi sono minori dei valori limite per i materiali utilizzati (vedi 4), la sezione risulta quindi verificata agli SLE.

Tabella 14-21 – Dati per il calcolo delle tensioni alla combinazione SLEq

QUASI PERMANENTE	
SEZIONE	Sezione Trave+Soletta (effetti viscosi)
x (verifica)	9.35 m
$N_{(x)Ed}$	0.00 kN
$M_{(x)Ed}$	537.67 kNm

Sezione Trave+Soletta (effetti viscosi)		
J	1.17E+11	mm ⁴
y_G	436.31	mm
n	3.19	
A_{tot}	921677.21	mm ²



Tabella 14-22 – Calcolo delle sovratensioni dovute alle combinazioni SLEq

TENSIONI QUASI PERMANENTE					
$\sigma_{c,sol,sup}$	-0.88	MPa			
$\sigma_{c,inf}$	-0.52	MPa			
$\sigma_{c,sup}$	-1.67	MPa			
σ_{c,am_L1}	-1.33	MPa	σ_{p,am_L1}	-11.97	MPa
σ_{c,am_L2}	1.28	MPa	σ_{p,am_L2}	11.53	MPa
σ_{c,am_L3}	1.49	MPa	σ_{p,am_L3}	13.40	MPa
σ_{c,am_L4}	1.69	MPa	σ_{p,am_L4}	15.26	MPa
$\sigma_{c,inf}$	2.01	MPa			

Tabella 14-23 – Verifica della sezione - Combinazioni SLEq

VERIFICA QUASI PERMANENTE					
$\sigma_{c,sol,sup}$	-0.53	MPa			
$\sigma_{c,inf}$	1.70	MPa			
$\sigma_{c,sup}$	-14.25	MPa			
σ_{c,am_L1}	-13.61	MPa	σ_{p,am_L1}	1054.24	MPa
σ_{c,am_L2}	-8.79	MPa	σ_{p,am_L2}	1039.64	MPa
σ_{c,am_L3}	-8.41	MPa	σ_{p,am_L3}	1038.47	MPa
σ_{c,am_L4}	-8.03	MPa	σ_{p,am_L4}	1037.31	MPa
$\sigma_{c,inf}$	-7.45	MPa			

14.3.3.B Verifica agli SLE – combinazione frequente

Tabella 14-24 – Dati per il calcolo delle tensioni alla combinazione SLEf

FREQUENTE	
SEZIONE	Sezione Trave+Soletta
x (verifica)	9.35 m
$N_{(X)Ed}$	0.00 kN
$M_{(X)Ed}$	2115.93 kNm

Sezione Trave+Soletta		
J	1.81E+11	mm ⁴
y_G	585.90	mm
n	1.06	
A_{tot}	1328266.90	mm ²
$A_{sol,netta}$	622500.00	mm ²



Tabella 14-25 – Calcolo delle sovratensioni dovute alle combinazioni SLEf

TENSIONI FREQUENTE					
$\sigma_{c,sol,sup}$	-5.10	MPa			
$\sigma_{c,inf}$	-2.35	MPa			
$\sigma_{c,sup}$	-2.51	MPa			
σ_{c,arm_L1}	-1.63	MPa	σ_{p,arm_L1}	-8.79	MPa
σ_{c,arm_L2}	5.01	MPa	σ_{p,arm_L2}	27.04	MPa
σ_{c,arm_L3}	5.53	MPa	σ_{p,arm_L3}	29.88	MPa
σ_{c,arm_L4}	6.06	MPa	σ_{p,arm_L4}	32.72	MPa
$\sigma_{c,inf}$	6.86	MPa			

Tabella 14-26 – Verifica della sezione - Combinazioni SLEf

VERIFICA FREQUENTE					
$\sigma_{c,sol,sup}$	-4.75	MPa			
$\sigma_{c,inf}$	-0.13	MPa			
$\sigma_{c,sup}$	-15.08	MPa			
σ_{c,arm_L1}	-13.91	MPa	σ_{p,arm_L1}	1057.42	MPa
σ_{c,arm_L2}	-5.07	MPa	σ_{p,arm_L2}	1055.14	MPa
σ_{c,arm_L3}	-4.36	MPa	σ_{p,arm_L3}	1054.95	MPa
σ_{c,arm_L4}	-3.66	MPa	σ_{p,arm_L4}	1054.76	MPa
$\sigma_{c,inf}$	-2.60	MPa			

14.3.3.C Verifica agli SLE – combinazione rara

Tabella 14-27 – Dati per il calcolo delle tensioni alla combinazione SLEr

VARIABILI (RARA)	
SEZIONE	Sezione Trave+Soletta
x (verifica)	9.35 m
$N_{(x)Ed}$	0.00 kN
$M_{(x)Ed}$	3059.93 kNm

Sezione Trave+Soletta		
J	1.81E+11	mm ⁴
y_G	585.90	mm
n	1.06	
A_{tot}	1328266.90	mm ²
$A_{sol,netta}$	622500.00	mm ²



Tabella 14-28 – Calcolo delle sovratensioni dovute alle combinazioni SLEr

TENSIONI VARIABILE (RARA)					
$\sigma_{c,sol,sup}$	-7.38	MPa			
$\sigma_{c,inf}$	-3.40	MPa			
$\sigma_{c,sup}$	-3.62	MPa			
σ_{c,arm_L1}	-2.35	MPa	σ_{p,arm_L1}	-12.71	MPa
σ_{c,arm_L2}	7.24	MPa	σ_{p,arm_L2}	39.10	MPa
σ_{c,arm_L3}	8.00	MPa	σ_{p,arm_L3}	43.21	MPa
σ_{c,arm_L4}	8.76	MPa	σ_{p,arm_L4}	47.32	MPa
$\sigma_{c,inf}$	9.91	MPa			

Tabella 14-29 – Verifica della sezione - Combinazioni SLEr

TENSIONI COMB. RARA					
$\sigma_{c,sol,sup}$	-7.03	MPa			
$\sigma_{c,inf}$	-1.18	MPa			
$\sigma_{c,sup}$	-16.20	MPa			
σ_{c,arm_L1}	-14.64	MPa	σ_{p,arm_L1}	1053.50	MPa
σ_{c,arm_L2}	-2.83	MPa	σ_{p,arm_L2}	1067.21	MPa
σ_{c,arm_L3}	-1.90	MPa	σ_{p,arm_L3}	1068.29	MPa
σ_{c,arm_L4}	-0.96	MPa	σ_{p,arm_L4}	1069.36	MPa
$\sigma_{c,inf}$	0.46	MPa			

Come introdotto in precedenza, in combinazione Rara, si dovrà verificare che i carichi accidentali non comportino la formazione di una freccia tale per cui $L/f > 700$.

Per i soli accidentali la freccia massima risulta essere:

$$f = 0.0056 \text{ m}$$

Da cui si ottiene il rapporto:

$$\frac{L}{f} = 3339 > 700$$

Per cui la trave risulta verificata per lo stato limite di deformazione.



15. VERIFICHE STRUTTURALI – TRAVERSI

15.1 Verifica agli SLU

15.1.1 Verifica a flessione

Dall'involuppo dei momenti sul traverso risulta che il momento agente sulla trave risulta: $M_{Ed} = -225 \text{ kNm}$ e $N_{Ed} = -163 \text{ kN}$. Il momento resistente del traverso risulta:

$$M_{Rd} = 366.3 \text{ kNm}$$

Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
10	2.49	SLU219	Combination	Min	-163.277	8.776	-2.227	-7.4281	0.1766	-225.0713

Figura 15-1 – Sollecitazione massima di momento flettente

Verifica C.A. S.L.U. - File: Mresistente traversi

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

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

Armatura Precompressione: N° strati cavi 2

N°	As [cm²]	d [cm]	σ_{sp} [MPa]
1	5.52	10	950
2	5.52	50	950

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -163 kN
 M_{xEd} 225 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls

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

Tipo flessione: Retta Deviata

Materiali: B450C, C35/45

ϵ_{su} 67.5 ‰, ϵ_{c2} 2 ‰, f_{yd} 391.3 N/mm², ϵ_{cu} 3.5 ‰, E_s 200'000 N/mm², f_{cd} 19.83, E_s/E_c 15, f_{cc}/f_{cd} 0.8, ϵ_{syd} 1.957 ‰, $\sigma_{c,adm}$ 13.5, $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm², τ_{co} 0.8, τ_{c1} 2.257

M_{xRd} 366.3 kNm, M_{yRd} 0 kNm, σ_c -19.83 N/mm², σ_s 391.3 N/mm², ϵ_c 3.5 ‰, ϵ_s 5.916 ‰, d 53 cm, x 19.7, x/d 0.3717, δ 0.9046

Tipo cavo: Trefolo, ϵ_{su} 67.5 ‰, f_{yd} 1'409 N/mm², E_s/E_c 5.45, ϵ_{syd} 7.045 ‰, $\sigma_{s,adm}$ 1080 N/mm², σ_{sp} 1'409 N/mm², ϵ_{sp} 10.13 ‰ compressa predef.

angolo asse neutro θ° 0

Precompresso

Figura 15-2 – Calcolo momento resistente traverso

15.1.2 Verifica a taglio

Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
16	2.49	SLU203	Combination	Max	186.093	428.186	-0.688	-0.0865	4.5772	11.5103

Figura 15-3 – Sollecitazione massima di taglio



VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2018 ED EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)

Note e convenzioni

N > 0 => trazione

Compilare le celle in azzurro

Dati di input

Rck	45	N/mm ²	
fck	35	N/mm ²	
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} = 3.2$	N/mm ²	= 0.3 x fck ^(2/3)
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c = 1.5$		Fattore di confidenza FC = 1
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} = 0.85$		
fcd=resistenza di calcolo del cls	$f_{cd} = 20.03$	N/mm ²	= $\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	$f_{yk} = 450$	N/mm ²	
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.15$		
Snervamento di calcolo acciaio	$f_{yd} = 391$	N/mm ²	= f_{yd} / γ_s
Forza di taglio di calcolo	$V_{sd} = 428.00$	kN	
Forza assiale di calcolo	$N_{sd} = 0$	kN	
Larghezza sezione	$b_w = 30$	cm	= 300 mm
altezza della sezione	$H = 60$	cm	= 600 mm
Copriferro	$c = 4$	cm	
Diametro barre superiori	$\phi_s = 10$	mm	(armatura compressa)
Diametro barre inferiori	$\phi_i = 10$	mm	(armatura tesa)
Diametro staffe	$\phi_{st} = 10$	mm	
Numero di barre superiori	$N_2 = 5$		
Numero di barre inferiori	$N_1 = 5$		
altezza utile della sezione	$d = 54.5$	cm	= 545 mm

Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1 (rif. cap. 4.1.2.1.3.1 del D.M. 2008)

$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] + 0.15 \times \alpha_{cp} \} \times (b_w \times d)$
 con $V_{rd1} \geq V_{rd1min} = \{ V_{min} + 0.15 \times \alpha_{cp} \} \times (b_w \times d)$

$K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00$ $K = 1.61$
 $V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ck}^{0.5}$ $V_{min} = 0.42$ N/mm²

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \times d) \leq 0.02$
 A_{s1} = area delle armature di trazione che si estendono non meno di $d + l_{bnet}$ oltre la sezione considerata
 $A_{s1} = 3.93$ cm² = 392.6991 mm²
 $\rho_1 = 0.0024$

$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$ $\sigma_{cp} = 0.00$ N/mm²

$V_{rd1} = 64$	kN
$V_{rd1min} = 69$	kN
$V_{rd1} = 69.23$	kN

OCCORRE ARMARE A TAGLIO

Resistenza di calcolo dell'elemento con armatura a taglio (rif. cap. 4.1.2.1.3.2 del D.M. 2008)

Verifica delle bielle compresse: Vrcd

$V_{rcd} = [0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cot \alpha + \cot \theta)] / [1 + (\cot \theta)^2]$

Definizione del coefficiente maggiorativo α_c	$\sigma_{cp} < 0.00$ => $\alpha_c = 1$ membrature non compresse
0.00 =< σ_{cp} < 5.01	=> $\alpha_c = 1.00$
5.01 =< σ_{cp} <= 10.02	=> $\alpha_c = 1.25$
10.02 < σ_{cp} < 20.03	=> $\alpha_c = 2.50$ membrature fortemente compresse

Essendo $\sigma_{cp} = 0.00$ N/mm² si assume quindi $\alpha_c = 1$

Resistenza a compressione ridotta $f_{cd} = 10.02$ N/mm² = 0.5 x fcd
 Angolo di inclinazione dell'armatura a taglio $\alpha = 90^\circ$ (45° per ferri piegati e 90° per staffe)
 $\alpha = 1.57$ rad

Angolo di inclinazione dei puntoni compressi $\theta = 45.00^\circ$ (compreso tra 21.8° e 45°)
 $\theta = 0.79$ rad

$V_{rcd} = 736.91$	kN	OK - VERIFICA SODDISFATTA
--------------------	----	----------------------------------

Verifica dell'armatura a taglio: Vrsd

$V_{rsd} = 0.9 \times d \times (A_{sw} / s) \times f_{yd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) \times \sin \alpha$

Passo delle staffe	$s = 10$	cm	100 mm
Diametro staffe	$\phi_{st} = 10$	mm	
Braccia resistenti	$n = 4$		
Area armatura a taglio	$A_{sw} = 3.14$	cm ²	314 mm ²
Percentuale minima di armatura	$\rho_{w,min} = 0.0011$	mm	= 0.08 x (Fck ^{0.5}) / Fyk
Area minima di armatura a taglio	$A_{w,min} = 31.71$	mm ²	= $\rho_{w,min} \times s \times B_w \times s_{ena}$ (EC2-Par.9.2.2)

$V_{rsd} = 602.98$	kN	OK - VERIFICA SODDISFATTA
--------------------	----	----------------------------------

c_d969 - Comune di Genova - Prot. 29/03/2023 - 0139153.E



15.2 Verifica agli SLE

Le verifiche in esercizio risultano poco significative in quanto la natura costruttiva dei traversi è di per sé fessurata. Per questo motivo non vengono riportate.



16. VERIFICHE STRUTTURALI – SOLETTA

Per la soletta viene fatto un modello locale di una trave su più appoggi caricata con gli stessi carichi statici dell'impalcato con la differenza dal carico da traffico che risulta definito come riportato al capitolo 8.5.2 della presente relazione. Risultano quindi i seguenti valori di sollecitazioni massime:

SLU

$$M_{Ed-} = -165 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed+} = +127 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 290 \text{ kNm}$$

SLe Rara

$$M_{Ed-} = -119 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed+} = +93 \text{ kNm}$$

SLE Frequente

$$M_{Ed-} = -85 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed+} = +66 \text{ kNm}$$

16.1 Verifica agli SLU

16.1.1 Verifica a flessione

Sezione in appoggio, momento

$$M_{Ed} = -55.4 \text{ k Nm/m}$$

$$A_S = (10 \text{ } \emptyset \text{ } 16) / \text{m} = 2011 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$A_{S'} = (10 \text{ } \emptyset \text{ } 16) / \text{m} = 2011 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$|M_{Rd}| = 135.5 \text{ kNm/m} > |M_{Ed}|$$



Verifica C.A. S.L.U. - File: Mresistente soletta

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

TITOLO :

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.11	6
2	20.11	19

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} -55.4 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C35/45	
ε _{su}	67.5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm²	ε _{cu}	3.5 ‰
E _s	200'000 N/mm²	f _{cd}	19.83
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
ε _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	13.5
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.8
		τ _{c1}	2.257

M_{xRd} -135.2 kNm

σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 8.433 ‰
 d 19 cm
 x 5.573 x/d 0.2933
 δ 0.8066

Figura 16-1 – Verifica a flessione della soletta

16.1.2 Verifica a taglio

$$V_{Ed} = 175 \text{ kN}$$

$$A_{sw} = \emptyset 10/10\text{cm n. 4 braccia}$$

$$|V_{Rd}| = 212 \text{ kN/m} > |V_{Ed}|$$



VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2018 ED EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)

Note e convenzioni	
N > 0 => trazione	Compilare le celle in azzurro
Dati di input	
Rck	45 N/mm ²
fck	35 N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione	f _{ctm} = 3.2 N/mm ² = 0.3 x fck ^(2/3)
Coefficiente sicurezza cls	γ _c = 1.5 Fattore di confidenza FC = 1
Coefficiente carichi lunga durata	α _{cc} = 0.85
fcd=resistenza di calcolo del cls	fcd = 20.03 N/mm ² = α _{cc} x fck / γ _c
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	f _{yk} = 450 N/mm ²
Coefficiente sicurezza acciaio	γ _s = 1.15
Snervamento di calcolo acciaio	f _{yd} = 391 N/mm ² = f _{yd} / γ _s
Forza di taglio di calcolo	V _{sd} = 175.00 kN
Forza assiale di calcolo	N _{sd} = 0 kN
Larghezza sezione	b _w = 100 cm = 1000 mm
altezza della sezione	H = 25 cm = 250 mm
Copriferro	c = 4 cm
Diametro barre superiori	φ ₂ = 16 mm (armatura compressa)
Diametro barre inferiori	φ ₁ = 16 mm (armatura tesa)
Diametro staffe	φ _{st} = 10 mm
Numero di barre superiori	N ₂ = 10
Numero di barre inferiori	N ₁ = 10
altezza utile della sezione	d = 19.2 cm = 192 mm
Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1 (rif. cap. 4.1.2.1.3.1 del D.M. 2008)	
Vrd1 = { [0.18 x k x (100 x ρ ₁ x fck) ^(1/3) / γ _c] + 0.15 x α _{cp} } x (b _w x d) con Vrd1 >= Vrd1min = { Vmin + 0.15 x α _{cp} } x (b _w x d)	
K = 1 + (200 / d) ^{0.5} < 2.00	K = 2.00
Vmin = 0.035 x K ^{1.5} x fck ^{0.5}	Vmin = 0.59 N/mm ²
ρ ₁ = A _{s1} / (b _w d) ≤ 0.02	
As1=area delle armature di trazione che si estendono non meno di d+lbnet oltre la sezione considerata	As1 = 20.11 cm ² = 2010.619 mm ² ρ ₁ = 0.0105
α _{cp} = -N _{sd} / A _c ≤ 0.2 fcd	α _{cp} = 0.00 N/mm ²
	Vrd1 = 154 kN Vrdmin = 113 kN Vrd1 = 153.57 kN
	OCCORRE ARMARE A TAGLIO
Resistenza di calcolo dell'elemento con armatura a taglio (rif. cap. 4.1.2.1.3.2 del D.M. 2008)	
Verifica delle bielle compresse: Vrcd	
Vrcd = [0.9 x d x b _w x α _c x fcd x (cotgα + cotgθ)] / [1 + (cotgθ) ²]	
Definizione del coefficiente maggiorativo α _c	α _c < 0.00 => α _c = 1 membrature non compresse 0.00 =< α _c < 5.01 => α _c = 1.00 5.01 =< α _c <= 10.02 => α _c = 1.25 10.02 < α _c < 20.03 => α _c = 2.50 membrature fortemente compresse
Essendo	α _{cp} = 0.00 N/mm ² si assume quindi α _c = 1
Resistenza a compressione ridotta	fcd = 10.02 N/mm ² = 0.5 x fcd
Angolo di inclinazione dell'armatura a taglio	α = 90° (45° per ferri piegati e 90° per staffe) α = 1.57 rad
Angolo di inclinazione dei puntoni compressi	θ = 45.00° (compreso tra 21.8° e 45°) θ = 0.79 rad
	Vrcd = 865.37 kN
	OK - VERIFICA SODDISFATTA
Verifica dell'armatura a taglio: Vrds	
Vrds = 0.9 x d x (A _{sw} / s) x f _{yd} x (cotgα + cotgθ) x sinα	
Passo delle staffe	s = 10 cm = 100 mm
Diametro staffe	φ _{st} = 10 mm
Braccia resistenti	n = 4
Area armatura a taglio	A _{sw} = 3.14 cm ² = 314 mm ²
Percentuale minima di armatura	ρ _{w,min} = 0.0011 mm = 0.08 x (Fck ^{0.5}) / F _{yk}
Area minima di armatura a taglio	A _{w,min} = 105.70 mm ² = ρ _{w,min} x s x B _w x senα (EC2-Par.9.2.2)
	Vrds = 212.43 kN
	OK - VERIFICA SODDISFATTA

Figura 16-2 – Verifica a taglio della soletta



16.2 Verifica agli SLE

16.2.1 Verifica a limitazione delle tensioni

È stata effettuata una verifica di limitazione delle tensioni agenti in esercizio nel calcestruzzo compresso e nelle barre di armatura. La combinazione considerata è la Rara, ed i valori limiti sono i seguenti:

- $\sigma_c \leq 0,60 f_{ck} = 21 \text{ MPa}$
- $\sigma_s \leq 0,80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

Sezione in appoggio, momento:

$$M_{Ed} = -40.64 \text{ kNm}$$

- $\sigma_c = 5.7 \text{ MPa} \leq 0,60 f_{ck} = 21.0 \text{ MPa}$
- $\sigma_s = 126 \text{ MPa} \leq 0,80 f_{yk} = 360.0 \text{ MPa}$

Figura 16-3 – Valutazione tensioni SLE rara

16.2.2 Verifica a limitazione delle fessurazione

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. Essendo la struttura a contatto con un ambiente molto aggressivo, ed avendo delle armature poco sensibili alla corrosione, Si dovrà verificare per lo SLE- Frequente:

$$\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

Sezione in appoggio, momento:



$$M_{Ed} = -30 \text{ kNm}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: Soletta_SLEf

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

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	20.11	6
			2	20.11	19

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

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

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

Materiali

B450C		C35/45	
ε _{su}	<input type="text" value="67.5"/> ‰	ε _{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd}	<input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ε _{cu}	<input type="text" value="3.5"/> ‰
E _s	<input type="text" value="200000"/> N/mm²	f _{cd}	<input type="text" value="19.83"/> ‰
E _s /E _c	<input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _{cd}	<input type="text" value="0.8"/> ?
ε _{syd}	<input type="text" value="1.957"/> ‰	σ _{c,adm}	<input type="text" value="13.5"/>
σ _{s,adm}	<input type="text" value="255"/> N/mm²	τ _{co}	<input type="text" value="0.8"/>
		τ _{cl}	<input type="text" value="2.257"/>

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Figura 16-4 – Valutazione tensioni SLE frequente

c_d9969.Comune di Genova - Prot. 29/03/2023.0139153.E

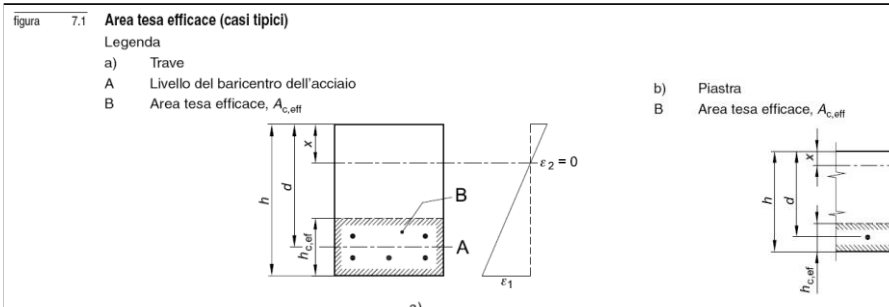


STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h 250 [mm]
Larghezza della sezione	b 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d 190 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' 60 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c 40 [mm]
Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,1}$ 10 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{s,1}$ 16 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,1}$ 2011 [mm ²]
Armatura tesa di infittimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,2}$ 10 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{s,2}$ 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,2}$ 0 [mm ²]

Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck} 35 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm} 3.2 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm} 34077 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk} 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s 200000 [MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s 93.54 [MPa]
Asse neutro della sezione	x 76.5 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e 5.87 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s 2011 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,1}$ 150000 [mm ²]
	$A_{c,eff,2}$ 57833 [mm ²]
	$A_{c,eff,3}$ 125000 [mm ²]
	$A_{c,eff,min}$ 57833 [mm ²]



Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ 0.03477 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ 3.2 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_t 0.4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ 0.000281 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$ 0.000245 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ 0.000281 [-]

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s 100 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq} 16.00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,ref}$ 240 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1 0.800 [-]
	k_2 0.500 [-]
	k_3 3.400 [-]
	k_4 0.425 [-]

Distanza massima tra le fessure	
	$s_{r,max,1}$ 214 [mm]
	$s_{r,max,2}$ 226 [mm]
	$s_{r,max}$ 214 [mm]

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$ 0.20 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k 0.06 [mm]

Figura 16-5 – Verifica fessurazione SLE frequente



17. VERIFICHE DEI DISPOSITIVI DI APPOGGIO

“Il dimensionamento degli appoggi a disco elastomerico confinato è basato sul fatto che il disco elastomerico si comporta come un liquido incomprimibile, essendo confinato entro un cilindro ed un coperchio metallici. Una idonea guarnizione impedisce la fuoriuscita della gomma dalla sua sede. La normativa fissa il valore massimo della pressione a cui il disco elastomerico può essere sottoposto con i carichi massimi di esercizio, pari a 25 N/mm², elevabile fino ad un massimo di 30 N/mm² in presenza di apposite prove a fatica che dimostrino l’efficacia della guarnizione con carichi e rotazioni pari almeno a 1.5 volte i valori di esercizio. La rotazione massima di esercizio consentita intorno ad un asse orizzontale qualsiasi è quella che comporta una deformazione della gomma al perimetro non superiore al 10% dello spessore iniziale.” (CNR 100/18/85)

Tabella 17-1 – Sollecitazioni massime sugli appoggi

Joint	N _{,max} kN	V _{,max} kN	U _{,travs,max} mm	U _{,long,max} mm	R _{1,max} rad	R _{2,max} rad	R _{3,max} rad
233	942	389	-0.260	0.000	-0.00617	-0.000147	-0.000027
234	829	328	0.000	0.000	-0.00663	-0.000314	-0.000064
235	1058	370	0.276	0.000	-0.00602	-0.000291	-0.000037
236	915	0	-0.023	6.294	0.00632	0.000429	0.000026
238	826	238	0.000	6.854	0.006672	0.000046	0.000053
239	1001	0	0.311	6.133	0.006055	0.000025	0.000029

Tabella 17-2 – Verifica dei dispositivi di appoggio

Joint	TIPO	u _{,long}	u _{,trav}	Rot _{,max}	Nsd _{,slu}	V _{,slu}	Do _{,inf}	Larghezz _{,sup}	Lunghezz _{,sup}	H _{tot}	σ _{,v}
		+mm	+mm	rad	kN	kN	mm	mm	mm	mm	MPa
233	Unidirezionale	0	50	0.01	4500	450	445	435	475	120	6
234	Fisso	0	0	0.01	4500	450	430	430	430	89	6
235	Unidirezionale	0	50	0.01	4500	450	445	435	475	120	7
236	Multidirezionale	50	25	0.01	1500	-	245	315	360	92	19
238	Unidirezionale	50	0	0.01	3500	350	395	395	485	111	7
239	Multidirezionale	50	25	0.01	1500	-	245	315	360	92	21

Visto che le condizioni limitante secondo la CNR 100/18/85 ($\sigma_v < 25$ MPa e $R_{i,max} < 0.010$ rad) sono stati soddisfatte, gli dispositivi di appoggi scelti sono considerati verificati.



18. VERIFICHE ALL'URTO

Si riportano di seguito le verifiche dei cordoli nei confronti delle azioni derivanti dall'urto da traffico veicolare sopra i ponti ai sensi delle NTC2018.

L'opera in oggetto considera l'installazione delle barriere tipo H2P, con altezza approssimata di 1.10 m.

Occorre verificare la sezioni S1 del cordolo, descritta nella figura di seguito, a taglio, flessione e torsione.

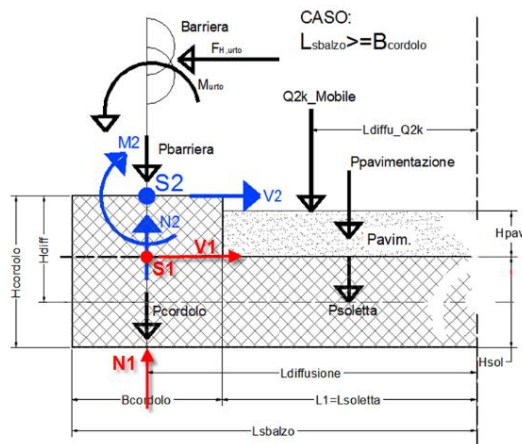


Figura 18-1: Schema delle sezioni di verifica all'urto

Dove:

$$H_{cordolo} = 0.43 \text{ m}$$

$$B_{cordolo} = 2.10 \text{ m}$$

$$H_{pavimento} = 0.16 \text{ m}$$

Le sollecitazioni sono descritte di seguito:

$$N_1 = P_{cordolo} + P_{barriera} = 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.43 \text{ m} \cdot 2.10 \text{ m} + 1.5 \text{ kN/m} = 24 \text{ kN}$$

$$V_1 = F_{h,urto} = 100 \text{ kN}$$

$$M_1 = F_{h,urto} \cdot (1 + 0.18) \text{ m} = 118 \text{ kNm}$$

18.1 Verifica agli SLU

18.1.1 Verifica a flessione

$$M_{Ed} = 118 \text{ kNm/m}$$

$$A_s = (10 \text{ } \varnothing \text{ 16})/m = 2011 \text{ mm}^2/m$$

$$A_s' = (10 \text{ } \varnothing \text{ 16})/m = 2011 \text{ mm}^2/m$$

$$|M_{Rd}| = 276.9 \text{ kNm/m} > |M_{Ed}|$$



Verifica C.A. S.L.U. - File: cordolo

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

TITOLO :

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	43

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.11	6
2	20.11	37

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C	C35/45
ε _{su} <input type="text" value="67.5"/> ‰	ε _{c2} <input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd} <input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ε _{cu} <input type="text" value="3.5"/> ‰
E _s <input type="text" value="200'000"/> N/mm²	f _{cd} <input type="text" value="19.83"/> N/mm²
E _s /E _c <input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _{cd} <input type="text" value="0.8"/> ?
ε _{syd} <input type="text" value="1.957"/> ‰	σ _{c,adm} <input type="text" value="9.75"/> N/mm²
σ _{s,adm} <input type="text" value="255"/> N/mm²	τ _{co} <input type="text" value="0.6"/>
	τ _{c1} <input type="text" value="1.829"/>

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello

Precompresso

Figura 18-2 – Verifica a flessione del cordolo

18.1.2 Verifica a taglio

$V_{Ed} = 100 \text{ kN/m}$

$A_{sw} = 0$ no staffe aggiuntive

$|V_{Rd}| = 206.16 \text{ kN/m} > |V_{Ed}|$

c_d969 - Comune di Genova - Prot. 29/03/2023. 0139153.E



VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2018 ED EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)

Note e convenzioni	
N > 0 => trazione	Compilare le celle in azzurro
Dati di input	
Rck	45 N/mm ²
fck	35 N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione	f _{ctm} = 3.2 N/mm ² = 0.3 x fck ^(2/3)
Coefficiente sicurezza cls	γ _c = 1.5 Fattore di confidenza FC = 1
Coefficiente carichi lunga durata	α _{cc} = 0.85
fcd=resistenza di calcolo del cls	fcd = 19.83 N/mm ² = α _{cc} x fck / γ _c
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	f _{yk} = 450 N/mm ²
Coefficiente sicurezza acciaio	γ _s = 1.15
Snervamento di calcolo acciaio	f _{yd} = 391 N/mm ² = f _{yk} / γ _s
Forza di taglio di calcolo	V _{sd} = 100.0 kN
Forza assiale di calcolo	N _{sd} = 0 kN
Larghezza sezione	b _w = 100 cm = 1000 mm
altezza della sezione	H = 43 cm = 430 mm
Copriferro	c = 4 cm
Diametro barre superiori	φ ₂ = 16 mm (armatura compressa)
Diametro barre inferiori	φ ₁ = 16 mm (armatura tesa)
Diametro staffe	φ _{st} = 10 mm
Numero di barre superiori	N ₂ = 10
Numero di barre inferiori	N ₁ = 10
altezza utile della sezione	d = 37.2 cm = 372 mm
Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1 (rif. cap. 4.1.2.1.3.1 del D.M. 2008)	
Vrd1 = { [0.18 x k x (100 x ρ ₁ x fck) ^(1/3) / γ _c] + 0.15 x σ _{cp} } x (b _w x d)	
con Vrd1 >= Vrd1min = { Vmin + 0.15 x σ _{cp} } x (b _w x d)	
K = 1 + (200 / d) ^{0.5} < 2.00	K = 1.73
Vmin = 0.035 x K ^{1.5} x fck ^{0.5}	Vmin = 0.47 N/mm ²
ρ ₁ = A _{s1} / (b _w d) ≤ 0.02	
A _{s1} = area delle armature di trazione che si estendono non meno di d+1b _{net} oltre la sezione considerata	A _{s1} = 20.11 cm ² = 2010.619 mm ²
	ρ ₁ = 0.0054
σ _{cp} = -N _{sd} / A _c ≤ 0.2fcd	σ _{cp} = 0.00 N/mm ²
	Vrd1 = 206 kN
	Vrdmin = 176 kN
	Vrd1 = 206.16 kN
OK - VERIFICA SODDISFATTA	

Figura 18-3 – Verifica a taglio del cordolo

18.1.3 Verifica a torsione

c_d969 - Comune di Genova - Prot. 29/03/2023. 0139153.E



CALCESTRUZZO

Resistenza a compressione cubica caratteristica a 28 gg.	$R_{ck} =$	45.0	N/mm ²	Per edifici esistenti: media dei risultati sperimentali
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica a 28 gg.	$f_{ck} =$	35.0	N/mm ²	
Coefficiente di sicurezza parziale del calcestruzzo	$\gamma_c =$	1.50		NTC08, par. 4.1.4
Resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo	$f_{cd} =$	19.83	N/mm ²	
Resistenza a compressione ridotta	$f_{cd} =$	9.92	N/mm ²	= 0.5 x f_{cd}
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} =$	3.21	N/mm ²	

ACCIAIO DA ARMATURA LENTA

Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio	$f_{yk} =$	450	N/mm ²
Coefficiente di sicurezza parziale dell'acciaio	$\gamma_s =$	1.15	
Resistenza a compressione di progetto dell'acciaio	$f_{yd} =$	391.3	N/mm ²

GEOMETRIA SEZIONE

Larghezza minima della sezione	$b_w =$	1000	mm	
Altezza geometrica della sezione	$h =$	430	mm	
Area della sezione trasversale	$A =$	430000.0	mm ²	
Perimetro della sezione	$u =$	2860.0	mm	
Spessore della sezione cava	$t =$	150.3	mm	
Copriferro lordo (all'asse delle barre tese)	$c =$	45	mm	
Altezza utile della sezione	$d =$	377.0	mm	
Braccio di leva	$z =$	339	mm	pari a (0,9*d)

ARMATURE LONGITUDINALI

Diametro barre inferiori	$\phi_1 =$	16	mm
Numero barre inferiori	$n_1 =$	10	
Area di armatura inferiori	$A_{s1} =$	2010.62	mm ²
Diametro barre superiori	$\phi_2 =$	16	mm
Numero barre superiori	$n_2 =$	10	
Area di armatura superiori	$A_{s2} =$	2010.62	mm ²
Diametro barre infittimento	$f_3 =$	0	mm
Numero barre infittimento	$n_3 =$	0	
Area di armatura infittimento	$A_{s3} =$	0.00	mm ²
Area di armatura longitudinale complessiva	$A_s =$	4021.24	mm ²
Rapporto geometrico di armatura longitudinale di calcolo	$\rho =$	1.07%	$\leq 2,00\%$ NTC08 (par.4.1.2.1.3.1)

ARMATURA TRASVERSALI

Diametro staffe	$f_{st} =$	0	mm
Passo delle staffe	$s =$	0	mm
Braccia resistenti	$n =$	0	
Angolo di inclinazione dell'armatura a taglio	$\alpha =$	90°	2 rad (45° per ferri piegati e 90° per staffe)
Angolo di inclinazione dei puntoni compressi	$\theta =$	45°	0.79 rad (compreso tra 21.8° e 45°)
Percentuale minima di armatura	$\rho_{w,min} =$	0.0011	mm = 0.08 x (Fck^0.5) / Fyk
Area minima di armatura a taglio	$A_{w,min} =$	0.00	mm ² = $n_{w,min} \times s \times B_w \times s_{ena}$ (EC2-Par.9.2.2)
Area armatura a taglio	$A_{sw} =$	0.00	mm ²

VERIFICA A A TORSIONE

Torsione di progetto	$T_{ed} =$	118	kN.m
Resistenza a torsione - Biella compressa di calcestruzzo	$TR_{cd} =$	641.12	kN.m
Resistenza a torsione - Armatura Longitudinale	$TR_{ld} =$	473.16	kN.m
Resistenza a torsione - Armatura Trasversale	$TR_{sd} =$		kN.m
Resistenza minima a torsione	$TR_d = \min(TR_{cd}, TR_{sd}, TR_{ld}) =$	473.16	kN.m
	$TR_d > T_{ed}?$	OK - VERIFICA SODDISFATTA NTC18 cap.4.1.2.3.6	

Figura 18-4 – Verifica a torsione del cordolo

c_d969.Comune di Genova - Prot. 29/03/2023.0139153.E



19. INCIDENZE

Nella seguente tabella si riportano le incidenze degli elementi strutturali gettati in opera che compongono l'impalcato in studio:

Tabella 19-1 – Incidenza acciaio

N	Elemento	Incidenza [kg/m ³]
1	Soletta	421
2	Traversi	312