

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale
In Ingegneria Civile



**Politecnico
di Torino**

Tesi di Laurea Magistrale

Analisi non lineare agli elementi finiti di una trave da ponte in calcestruzzo armato precompresso

Relatore:
Prof. Paolo Castaldo

Candidato:
Giovanni Francesco Bono

Correlatori:
Prof. Diego Gino
Ing. Elena Miceli

Anno Accademico 2024/2025

Premessa

I modelli fisico-matematici nascono con l'obiettivo di descrivere, nel più realistico possibile dei modi compatibilmente con la fruibilità del modello, i fenomeni reali. A partire dagli anni Sessanta del Novecento diventano sempre più in voga, anche grazie al contemporaneo sviluppo dell'informatica, le analisi numeriche che vanno così ad affiancarsi a quelle teoriche e sperimentali fino a quel tempo usate nel settore delle scienze applicate e dell'ingegneria.

Nel settore dell'ingegneria strutturale è il FEM, acronimo in italiano del metodo agli elementi finiti, a rappresentare la principale tecnica numerica per la risoluzione di problemi di progettazione e valutazione della sicurezza sul patrimonio esistente. Questa tecnica consiste nel trovare soluzioni numeriche approssimate partendo da problemi fisici descritti da sistemi di equazioni alle derivate parziali.

Nella pratica professionale la risoluzione dei tipici problemi legati all'ingegneria civile e ambientale avviene attraverso l'impiego di equazioni e/o sistemi di equazioni con soluzione analitica o con l'utilizzo di analisi lineari elastiche agli elementi finiti abbreviate con LFEAs. Metodi che portano con sé il pregio di essere sicuramente più speditivi, semplici e con un minore onere computazionale rispetto ad analisi non lineari, ma che rispetto a quest'ultime risultano in approssimazioni di modello maggiori.

D'altro canto, il grande vantaggio di un'analisi non lineare è quello di riuscire a sfruttare tutte le risorse in termini di resistenza, di una struttura soggetta ad azioni esterne, permettendo di soddisfare requisiti di sicurezza che in alcuni casi non verrebbero soddisfatti con più semplici analisi lineari elastiche. Si riesce così ad evitare, quando non realmente necessari, interventi di adeguamento e miglioramento di strutture e infrastrutture, che avrebbero un impatto significativo sia dal punto di vista economico sia ambientale.

Per queste ragioni e per via della sempre maggiore capacità computazionale degli odierni computer, l'impiego di analisi agli elementi finiti non lineari, NLFEAs, è cresciuto notevolmente non solo nel settore accademico della ricerca, ma anche in quello della pratica professionale, con un 2026 che vedrà la pubblicazione in Eurocodice di linee guida per l'impiego di questa metodologia di analisi.

Nasce pertanto, nell'ambito del metodo agli elementi finiti non lineare (NLFEM), il lavoro di tesi con l'obiettivo di costruire e validare il modello di una trave da ponte di luce 34.6 m in calcestruzzo armato precompresso, realmente impiegata e successivamente testata, attraverso l'utilizzo di un programma di calcolo strutturale e il confronto con i risultati sperimentali.

Risulta così possibile indagare il comportamento reale della trave da ponte grazie alla prova e avere un modello predittivo con un buon grado di approssimazione utile a considerazioni teoriche, all'analisi di scenari di danneggiamento e a valutazioni della sicurezza di impalcati esistenti.

Si è quindi proceduto con uno studio dettagliato degli elaborati progettuali e dei risultati delle prove sui campioni di calcestruzzo e di armatura, nonché del funzionamento del programma solutore con il fine di creare un modello virtuale tridimensionale agli elementi finiti che sfruttasse la non linearità dei materiali approssimando nel migliore dei modi possibili la trave reale.

Tra i vantaggi di avere un prototipo virtuale di una struttura esistente vi è poi quello di poter monitorare e valutare il suo comportamento nel tempo. Tematica di notevole interesse, anche per via della maggiore attenzione dell'opinione pubblica per il patrimonio infrastrutturale e strutturale, motivata in parte dai recenti crolli di ponti e viadotti.

Ed è sempre in questo ambito di attenzione per il costruito che si sviluppano e che vengono emanate le linee guida per i ponti esistenti^[1], le quali stabiliscono che per ponti soggetti a problematiche di degrado sia necessaria un'analisi approfondita, prevista dal livello 4.

Risulta quindi una buona idea sviluppare un modello numerico della struttura rappresentativo del suo comportamento e sottoposto ad aggiornamento periodico, sulla base dei dati ottenuti del monitoraggio e delle ispezioni.

Pertanto, il modello 3D non lineare della trave in c.a.p. costruito attraverso il pacchetto software ATENA Engineering della casa Červenka Consulting e validato per mezzo dei risultati della prova sperimentale oggetto del lavoro di tesi permetterà di:

- valutare il comportamento strutturale di travi da ponte in c.a.p. e impalcati a graticcio simili in opera da 60 anni e comprenderne i possibili meccanismi di rottura,
- modellare scenari di danno e studiarne le relative conseguenze,
- eseguire valutazioni del livello di sicurezza strutturale per impalcati a graticcio simili con i diversi formati di sicurezza.

Sommario

1	Valutazione della sicurezza nei ponti	1
1.1	Introduzione	1
1.2	Quadro normativo	2
1.2.1	Evoluzione della normativa italiana inerente il progetto dei ponti.....	2
1.2.2	Linee guida per i ponti esistenti.....	10
1.3	Safety formats per analisi non lineari agli elementi finiti.....	13
2	Prova di carico sulla trave.....	18
2.1	Introduzione	18
2.2	Allestimento del campo prove	19
2.3	Geometria, armatura ordinaria e di precompressione	20
2.4	Proprietà dei materiali e degrado osservato.....	28
2.5	Esecuzione della prova di carico.....	31
2.5.1	Organizzazione e schematizzazione della prova.....	31
2.5.2	Storia di carico	34
2.6	Sistemi di monitoraggio.....	41
2.6.1	Monitoraggio topografico degli spostamenti	41
2.6.2	Monitoraggio con flessimetri degli spostamenti.....	43
2.6.3	Monitoraggio con strain gauge e LVDT.....	44
2.6.4	Monitoraggio con inclinometri biassiali e accelerometri triassiali	46
2.7	Risultati della prova di carico.....	47
2.7.1	Descrizione del comportamento meccanico	47
2.7.2	Spostamenti da mire topografiche	48
2.7.3	Spostamenti da flessimetri potenziometrici.....	50
2.7.4	Rotazioni della trave	51
2.7.5	Curvature sezionali, apertura delle fessure e deformazione del cavo 1	52
2.8	Prove di laboratorio sui materiali.....	58

3	Modello agli elementi finiti non lineare della trave	62
3.1	Introduzione e applicazioni delle analisi non lineari	62
3.2	Fasi dell'analisi non lineare agli elementi finiti NLFEA	65
3.3	Solution strategy.....	67
3.4	Introduzione al pacchetto ATENA	68
3.5	Geometria del modello.....	71
3.5.1	Geometria della trave prefabbricata	71
3.5.2	Geometria di traversi e soletta	73
3.5.3	Geometria delle piastre di ancoraggio, supporto e ripartizione del carico	73
3.5.4	Tracciato dei cavi di precompressione	74
3.5.5	Armatura ordinaria	77
3.6	Legami costitutivi dei materiali	81
3.6.1	Calcestruzzi di trave e di soletta e traversi	81
3.6.2	Acciai dell'armatura ordinaria e dei cavi da precompressione	89
3.6.3	Materiali elastici per le piastre	94
3.7	Creazione e assegnazione degli elementi strutturali	95
3.8	Creazione e assegnazione di armature ordinarie e cavi.....	97
3.9	Definizione della mesh di elementi finiti.....	100
3.9.1	Tipologia della mesh.....	100
3.9.2	Dimensioni della mesh.....	100
3.9.3	Mesh risultante.....	101
3.10	Definizione delle condizioni al contorno	104
3.10.1	Load cases.....	104
3.10.2	Condizioni al contorno	105
3.11	Storia di carico	108
3.12	Definizione dei monitors	112
3.13	Metodo di soluzione	115
3.13.1	Newton-Raphson.....	115

3.13.2	Criteri di convergenza.....	116
4	Confronto tra i risultati numerici e sperimentali.....	117
4.1	Calibrazione del modello numerico della trave.....	118
4.2	Confronto tra i comportamenti meccanici del modello e della trave reale.....	126
4.2.1	Confronto tra gli spostamenti delle mire topografiche.....	128
4.2.2	Confronto tra le rotazioni flessionali della trave.....	133
4.2.3	Confronto tra le curvature sezionali.....	134
5	Conclusioni.....	141

Indice delle figure

Figura 1-1. Schemi dei carichi da traffico relativi alla Normale n.8 del 15/09/1933 ^[2]	3
Figura 1-2. Schemi dei carichi da traffico relativi alla Circolare n.6018 del 09/06/1945 ^[3]	4
Figura 1-3. Schemi dei carichi da traffico relativi alla Circolare n.820 del 15/03/1952 ^[4] di ANAS.....	4
Figura 1-4. Schemi dei carichi da traffico relativi alla Circolare n.384 del 14/02/1962 ^[5]	5
Figura 1-5. Schemi dei carichi da traffico relativi al Decreto Ministeriale LL. PP. del 02/08/1980 ^[6]	7
Figura 1-6. Schemi dei carichi da traffico relativi al Decreto Ministeriale LL.PP. del 04/05/1990 ^[7]	8
Figura 1-7. Schemi dei carichi da traffico relativi al Decreto Ministeriale del 17/01/2018 ^[8]	9
Figura 1-8. Schema dell'approccio multilivello delle "Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza e il monitoraggio dei ponti esistenti" ^[1]	11
Figura 1-9. Differenze nell'analisi strutturale locale e globale dall'articolo "Safety formats for non-linear finite element analysis of reinforced concrete structures: discussion, comparison and proposals" ^[14]	14
Figura 1-10. Indice di affidabilità in funzione della probabilità di fallimento tratto da "Advances in reliability methods for reinforced concrete structures" ^[16]	17
Figura 2-1. a) Dismissione dell'impalcato. b) Campo prove con travi posizionate. Tratte dal "Report Finale Prove di carico sulle travi in C.A.P. di luce 34.60 m ed in C.A. di luce 25.90 m. AUTOSTRADA A6 TORINO-SAVONA" ^[17]	19
Figura 2-2. Planimetria del campo prove tratta dal "Report Finale Prove di carico sulle travi in C.A.P. di luce 34.60 m ed in C.A. di luce 25.90 m. AUTOSTRADA A6 TORINO-SAVONA" ^[17]	19
Figura 2-3. a) Sezione longitudinale della trave, quote in m e cm. b) Sezione trasversale della trave all'appoggio, quote in m e cm. c) Sezione trasversale della trave in mezzeria, quote in m e cm, tratto da tavole di progetto.....	21
Figura 2-4. a) Sezione trasversale dell'impalcato, quote in cm. b) Sezione trasversale della trave in mezzeria, quote in cm, tratto da "Report Finale Prove di carico sulle travi in C.A.P. di luce 34.60 m ed in C.A. di luce 25.90 m. AUTOSTRADA A6 TORINO-SAVONA" ^[17]	22
Figura 2-5. a) Particolare dell'armatura di testata trave, quote in cm e m. b) Schema armatura nella sezione di appoggio e posizioni dei cavi, quote in cm e m. c) Schema armatura nella sezione di mezzeria e posizione cavi, quote in cm e m, tratto da tavole di progetto.....	24
Figura 2-6. a) Schema armatura dei traversi di appoggio, quote in cm e m. b) Schema armatura dei traversi di campata, quote in cm e m. c) Schema armatura della soletta, quote in cm e m, tratto da tavole di progetto.....	26
Figura 2-7. Tracciato dei cavi di precompressione, quote in cm e m, tratto da tavole di progetto.....	27
Figura 2-8. Fessurazione longitudinale nell'intradosso della soletta da documentazione fotografica della prova.....	29
Figura 2-9. a) Rappresentazione dei fenomeni di bursting e di spalling. b) Fessurazione di bursting da documentazione fotografica della prova.....	29
Figura 2-10. Corrosione delle staffe d'anima in corrispondenza dei fori per lo smaltimento delle acque, da documentazione fotografica della prova.....	30
Figura 2-11. Vista della trave di luce 34.6 m durante la preparazione della prova di carico, da documentazione fotografica della prova.....	30

Figura 2-12. Schematizzazione in pianta del campo prove tratta da “Report Finale Prove di carico sulle travi in C.A.P. di luce 34.60 m ed in C.A. di luce 25.90 m. AUTOSTRADA A6 TORINO-SAVONA” ^[17]	32
Figura 2-13. a) Disegno di progetto della prova, quote in m e cm. b) Schema della struttura di contrasto, quote in m, tratti da “Report Finale Prove di carico sulle travi in C.A.P. di luce 34.60 m ed in C.A. di luce 25.90 m. AUTOSTRADA A6 TORINO-SAVONA” ^[17]	33
Figura 2-14. Vista dall’alto della prova sperimentale da documentazione fotografica della prova.	34
Figura 2-15. a) Diagramma step-carico, in grigio il carico totale, in blu il carico al martinetto A, in rosso il carico al martinetto B. b), c), d) Diagramma tempo-carico, in grigio il carico totale, in blu il carico al martinetto A, in rosso il carico al martinetto B.	35
Figura 2-16. a) Diagramma step-spostamento ai martinetti. b), c), d) Diagramma tempo-spostamento ai martinetti.	36
Figura 2-17. Immagine della trave durante la prova sperimentale sotto massimo carico, da documentazione fotografica di prova.	40
Figura 2-18. a), b) Schemi delle mire topografiche su trave e plinti tratto da “Report Finale Prove di carico sulle travi in C.A.P. di luce 34.60 m ed in C.A. di luce 25.90 m. AUTOSTRADA A6 TORINO-SAVONA” ^[17]	42
Figura 2-19. a), b), c) Schemi di posizionamento dei flessimetri tratto da “Report Finale Prove di carico sulle travi in C.A.P. di luce 34.60 m ed in C.A. di luce 25.90 m. AUTOSTRADA A6 TORINO-SAVONA” ^[17]	43
Figura 2-20. a), b), c) Schemi di posizionamento degli LVDT. d) Schema posizionamento strain gauge. Tratti da “Report Finale Prove di carico sulle travi in C.A.P. di luce 34.60 m ed in C.A. di luce 25.90 m. AUTOSTRADA A6 TORINO-SAVONA” ^[17]	45
Figura 2-21. a) Schema di posizionamento di inclinometri e accelerometri. b) Immagine sensoristica posizionata nella sezione di mezzeria. Tratti da “Report Finale Prove di carico sulle travi in C.A.P. di luce 34.60 m ed in C.A. di luce 25.90 m. AUTOSTRADA A6 TORINO-SAVONA” ^[17]	46
Figura 2-22. a) Schema del sistema di riferimento adottato. b) Deformata della trave sotto carico massimo. c) Fessure tra appoggio e traverso di campata. d) Fessure in mezzeria. Tratti da “Report Finale Prove di carico sulle travi in C.A.P. di luce 34.60 m ed in C.A. di luce 25.90 m. AUTOSTRADA A6 TORINO-SAVONA” ^[17]	48
Figura 2-23. Grafico freccia in mezzeria-carico totale della prova sperimentale.	48
Figura 2-24. Grafici step-spostamenti delle mire topografiche sulla trave.	50
Figura 2-25. a), b), c) Grafici tempo-spostamenti verticali flessimetri. d) Grafico tempo-spostamenti longitudinali flessimetri. e) Grafico tempo-spostamenti trasversali flessimetri.	51
Figura 2-26. a), b), c), d), e) Grafici Z-rotazione flessionale per i diversi cicli di carico-scarico.	52
Figura 2-27. a), b), c), d), e) Grafici deformazione-quota LVDT per i diversi cicli di carico-scarico.	53
Figura 2-28. a), b), c), d), e) Grafici deformazione-quota LVDT per i diversi cicli di carico-scarico.	54
Figura 2-29. a), b), c), d), e) Grafici deformazione-quota LVDT per i diversi cicli di carico-scarico.	55
Figura 2-30. a), b), c), d), e) Grafici deformazione-quota LVDT per i diversi cicli di carico-scarico.	56
Figura 2-31. Grafico tempo-deformazione cavo 1 nella sezione di mezzeria.	57
Figura 2-32. a) Schema dei punti di prelievo delle carote di calcestruzzo. b) Schema delle zone di prelievo dei campioni d’armatura ordinaria. Tratti da “Report Finale Prove di carico sulle travi in C.A.P. di luce 34.60 m ed in C.A. di luce 25.90 m. AUTOSTRADA A6 TORINO-SAVONA” ^[17]	59

Figura 3-1. Idealizzazione della struttura in un modello meccanico e discretizzazione del modello meccanico in un modello non lineare agli elementi finiti.	65
Figura 3-2. Interfaccia grafica del programma ATENA Pre tratta da "User's Manual for ATENA-PRE" ^[21]	69
Figura 3-3. Interfaccia grafica del programma ATENA Studio tratta da "User's Manual for ATENA Studio" ^[22]	70
Figura 3-4. a) Schermata del programma con modello della trave. b) Dettaglio della trave sezionata.	72
Figura 3-5. Schermata del programma con modello della trave completo di traversi e soletta.	73
Figura 3-6. Schermata del programma con modello della trave completo delle piastre di ancoraggio, supporto e di ripartizione del carico.	74
Figura 3-7. a) Schermata del programma con modello della trave completo di cavi. b) Modello della trave con cavi visto longitudinalmente.	76
Figura 3-8. a) Schermata del programma con armatura della trave. b) Modello della trave con armatura ordinaria....	80
Figura 3-9. Schermata del programma ATENA Pre per la definizione dei materiali calcestruzzo.	81
Figura 3-10. a) b) c) Finestra relativa alle proprietà del materiale calcestruzzo trave.	83
Figura 3-11. Legame costitutivo del calcestruzzo tratto da "ATENA Program Documentation Part 1 Theory" ^[20]	84
Figura 3-12. Dominio di resistenza biassiale del cls. tratto da "ATENA Program Documentation Part 1 Theory" ^[20]	84
Figura 3-13. Comportamento a compressione del cls. tratto da "ATENA Program Documentation Part 1 Theory" ^[20] . ..	85
Figura 3-14. Compressione-spostamento del cls. tratto da "ATENA Program Documentation Part 1 Theory" ^[20]	86
Figura 3-15. Legge di apertura della fessura nel cls. tratto da "ATENA Program Documentation Part 1 Theory" ^[20]	86
Figura 3-16. a) Stato di tensione-deformazione nel fixed crack model. b) Stato di tensione-deformazione nel rotated crack model. Tratto da "ATENA Program Documentation Part 1 Theory" ^[20]	87
Figura 3-17. Effetto del tension stiffening nel cls. tratto da "ATENA Program Documentation Part 1 Theory" ^[20]	88
Figura 3-18. Finestra relativa alle proprietà a compressione del materiale calcestruzzo trave.	89
Figura 3-19. Schermata del programma ATENA Pre per la definizione degli acciai d'armatura.	90
Figura 3-20. Finestra per la modifica del legame costitutivo dell'acciaio d'armatura.	90
Figura 3-21. Diagramma tensione-deformazione dell'acciaio d'armatura ordinaria.....	91
Figura 3-22. Esempio di diagramma tensione-deformazione sotto carico ciclico dell'acciaio tratto da "ATENA Program Documentation Part 1 Theory" ^[20]	92
Figura 3-23. Diagramma tensione-deformazione degli acciai armonici. In blu l'acciaio armonico 1, in arancio l'acciaio armonico 2, in grigio l'acciaio armonico 3.....	94
Figura 3-24. Schermata del programma per la definizione dei building elements types.	96
Figura 3-25. Esempio di elemento truss isoparametrico tratto da "ATENA Program Documentation Part 1 Theory" ^[20]	97
Figura 3-26. Schermata del programma per la definizione dei reinforcing types.	98
Figura 3-27. Legge di bond-slip per i cavi aderenti.....	99
Figura 3-28. Schermata di assegnazione della FE mesh size 0.1 m in direzione longitudinale.....	101
Figura 3-29. a) FE mesh simmetrica al centro della trave in vista frontale. b) FE mesh simmetrica al centro della trave in vista dall'alto. c) FE mesh simmetrica al centro della trave in vista dal basso. d) FE mesh di inizio trave in prospettiva.	103
Figura 3-30. Elementi tridimensionali isoparametrici impiegati da ATENA tratto da "ATENA Program Documentation Part 1 Theory" ^[20]	103

Figura 3-31. Definizione dei load cases e delle boundary conditions, con modello vincolato e soggetto alle azioni di carico, precompressione e peso proprio.	104
Figura 3-32. Schermata della finestra task per la definizione della storia di carico.	110
Figura 3-33. Schermata del programma con i comandi per i monitors evidenziati e prima metà del modello con i monitors delle mire topografiche.	113
Figura 3-34. a) Prima metà del modello con i monitors relativi a inclinometri e accelerometri. b) Prima metà del modello con i monitors relativi a LVDT e strain gauge.	114
Figura 3-35. Metodo di Newton-Raphson tratto da "ATENA Program Documentation Part 1 Theory" ^[20]	115
Figura 4-1. Diagramma tensione-deformazione degli acciai armonici. In blu l'acciaio armonico 1, in arancio l'acciaio armonico 2, in grigio l'acciaio armonico 3.	118
Figura 4-2. Curve monotone freccia-carico totale ai martinetti a) Modello con l'acciaio armonico 1 e cadute di precompressione al 15%. b) Modello con l'acciaio armonico 2 e cadute di precompressione al 15%. c) Modello con l'acciaio armonico 3 e cadute di precompressione al 10%.	119
Figura 4-3. Analisi ciclica con acciaio armonico 2, cadute al 10%, unloading factor 0.1 e 0.2. a) Freccia-carico totale ai martinetti. b) Step-carico totale ai martinetti. c) Step-freccia. d) Step-deformazione cavo 1 in mezzeria. e) Deformazione cavo 1 in mezzeria-carico totale ai martinetti.	120
Figura 4-4. Analisi ciclica di tentativo 1 con acciaio armonico 3, cadute al 10%, unloading factor 0.1 e 0.2. a) Freccia-carico totale ai martinetti. b) Step-carico totale ai martinetti. c) Step-freccia. d) Step-deformazione cavo 1 in mezzeria. e) Deformazione cavo 1 in mezzeria-carico totale ai martinetti.	121
Figura 4-5. Analisi ciclica di tentativo 2 con acciaio armonico 3, cadute al 10%, unloading factor 0.1 e 0.2. a) Freccia-carico totale ai martinetti. b) Step-carico totale ai martinetti. c) Step-freccia. d) Step-deformazione cavo 1 in mezzeria. e) Deformazione cavo 1 in mezzeria-carico totale ai martinetti.	122
Figura 4-6. Analisi ciclica di tentativo 3 con acciaio armonico 3, cadute al 10%, unloading factor 0.1 e 0.2. a) Freccia-carico totale ai martinetti. b) Step-carico totale ai martinetti. c) Step-freccia. d) Step-deformazione cavo 1 in mezzeria. e) Deformazione cavo 1 in mezzeria-carico totale ai martinetti.	123
Figura 4-7. Analisi ciclica definitiva con acciaio armonico 3, cadute al 10%, unloading factor 0.1 e 0.2. a) Freccia-carico totale ai martinetti. b) Step-carico totale ai martinetti. c) Step-freccia. d) Step-deformazione cavo 1 in mezzeria. e) Deformazione cavo 1 in mezzeria-carico totale ai martinetti.	125
Figura 4-8. Confronto tra le deformate nello step di massima freccia a) della trave reale b) del modello numerico non lineare agli elementi finiti.	126
Figura 4-9. Confronto tra i quadri fessurativi a fine prova a) della trave reale b) del modello numerico (con fessure maggiori di 0.1 mm).	127
Figura 4-10. Schema del sistema di riferimento della prova tratto da "Report Finale Prove di carico sulle travi in C.A.P. di luce 34.60 m ed in C.A. di luce 25.90 m. AUTOSTRADA A6 TORINO-SAVONA" ^[17]	127
Figura 4-11. Confronto tra gli spostamenti longitudinali (u_z) e gli spostamenti verticali (u_y) delle mire topografiche.	132
Figura 4-12. Confronto tra le rotazioni flessionali della trave a sinistra e del modello a destra. I colori blu, rosso, verde, viola e nero indicano rispettivamente i cicli di carico 1, 2, 3, 4 e 5. Le linee continue indicano i rami di carico mentre le linee tratteggiate i rami di scarico.	134

Figura 4-13. Confronto tra le curvature a $Z = 9.40$ m della trave a sinistra e del modello a destra. I colori blu, rosso, verde, viola e nero indicano rispettivamente i cicli di carico 1, 2, 3, 4 e 5. Le linee continue indicano i rami di carico mentre le linee tratteggiate i rami di scarico.....	136
Figura 4-14. Confronto tra le curvature a $Z = 16.80$ m della trave a sinistra e del modello a destra. I colori blu, rosso, verde, viola e nero indicano rispettivamente i cicli di carico 1, 2, 3, 4 e 5. Le linee continue indicano i rami di carico mentre le linee tratteggiate i rami di scarico.....	137
Figura 4-15. Confronto tra le curvature a $Z = 16.90$ m della trave a sinistra e del modello a destra. I colori blu, rosso, verde, viola e nero indicano rispettivamente i cicli di carico 1, 2, 3, 4 e 5. Le linee continue indicano i rami di carico mentre le linee tratteggiate i rami di scarico.....	139
Figura 4-16. Confronto tra le curvature a $Z = 24.30$ m della trave a sinistra e del modello a destra. I colori blu, rosso, verde, viola e nero indicano rispettivamente i cicli di carico 1, 2, 3, 4 e 5. Le linee continue indicano i rami di carico mentre le linee tratteggiate i rami di scarico.....	140

Indice delle tabelle

Tabella 2-1. Tabella riassuntiva della storia di carico.	39
Tabella 2-2. Tabella dei parametri statistici della resistenza cilindrica a compressione in situ del calcestruzzo $f_{c, is}$	60
Tabella 2-3. Tabella dei parametri statistici del modulo elastico secante del calcestruzzo $E_{c, s}$	60
Tabella 2-4. Tabella dei parametri statistici della tensione di snervamento dell'acciaio d'armatura ordinaria f_y	61
Tabella 2-5. Tabella dei parametri statistici della resistenza a trazione dell'acciaio d'armatura ordinaria f_t	61
Tabella 2-6. Tabella dei parametri statistici della deformazione ultima dell'acciaio d'armatura ordinaria ϵ_u	61
Tabella 3-1. Tabella delle coordinate nel sistema di riferimento del modello dei 7 punti usati per tracciare ciascuno dei 9 cavi.....	75
Tabella 3-2. a) Tabella dell'armatura da spalling, bursting e di appoggio. b) Tabella dell'armatura longitudinale della trave. c) Tabella dell'armatura trasversale e di taglio della trave.	78
Tabella 3-3. a) Tabella dell'armatura longitudinale dei traversi. b) Tabella dell'armatura trasversale dei traversi.	79
Tabella 3-4. a) Tabella dell'armatura longitudinale della soletta. b) Tabella dell'armatura trasversale della soletta. ...	79
Tabella 3-5. Tabella dei valori medi di resistenza a compressione cilindrica e di modulo elastico dei calcestruzzi di trave e di soletta e traversi.	82
Tabella 3-6. Tabella dei valori medi e caratteristici dell'acciaio d'armatura ordinaria.	91
Tabella 3-7. a) b) c) Rispettivamente tabelle delle proprietà degli acciai armonici 1, 2 e 3.	93
Tabella 3-8. Tabella dei carichi verticali lineari (positivi verso il basso) applicati alle piastre di ripartizione nell'analisi definitiva con freccia massima di 45.9 cm.	107
Tabella 3-9. Tabella delle azioni esterne applicate per intervallo di carico, nell'analisi definitiva con freccia massima di 45.9 cm. Valori assunti positivi verso il basso.	110
Tabella 3-10. Tabella dei load cases per intervallo di carico, nell'analisi definitiva con freccia massima di 45.9 cm. Valori assunti positivi verso il basso.....	111

1 Valutazione della sicurezza nei ponti

1.1 Introduzione

In Italia, sia per via degli sfortunati crolli di viadotti e ponti verificatisi negli ultimi anni, sia per un patrimonio infrastrutturale che inizia ad avviarsi al termine della sua vita utile, l'interesse nei confronti della sicurezza strutturale di opere esistenti, è cresciuto notevolmente per l'opinione pubblica come anche per gli studi professionali di ingegneria e i dipartimenti accademici per i quali già occupava una posizione di rilievo.

Bisogna poi sottolineare come la verifica della sicurezza di strutture e infrastrutture esistenti risulti difficilmente rispettata con i criteri di progetto attuali, basti pensare all'evoluzione dei carichi di progetto nel tempo, e che comunque si baserebbe sul rispetto di parametri esageratamente stringenti, avendo di fatto delle opere con una vita utile residua minore.

Inoltre, il comportamento tenso-deformativo e quindi la risposta strutturale in termini di resistenze e rigidzze di ponti e viadotti esistenti varia nel tempo complici:

1. Le proprietà meccaniche e i fenomeni dipendenti dal tempo dei materiali impiegati tra cui ritiro, viscosità e rilassamento.
2. L'esposizione prolungata ai fenomeni di degrado e alle azioni climatiche, tra cui vanno sottolineati: la carbonatazione del calcestruzzo, la contaminazione da cloruri e quindi i fenomeni di corrosione di barre di armatura come di fili, trefoli e cavi di precompressione.
3. L'azione ripetuta dei carichi da traffico.
4. L'aumento dei carichi portati nell'arco della vita di servizio.

Altri aspetti significativi da tenere in considerazione sono l'elevato costo e il notevole impatto sia in termini ambientali che di servizi, di interventi volti a migliorare o adeguare o ripristinare le opere in esame. Risulta quindi determinante intervenire solo quando realmente necessario, dato anche l'elevato numero di infrastrutture presenti sul territorio nazionale. In questo tentativo di ottimizzazione degli interventi e di una classificazione del rischio basati su un approccio multilivello fanno da traccia le *“Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza e il monitoraggio dei ponti esistenti”*^[1] e può ricoprire una significativa utilità dal punto di vista tecnico l'applicazione di analisi non lineari svolte con il metodo degli elementi finiti (NLFEAs) come quella presentata nel lavoro di tesi.

1.2 Quadro normativo

1.2.1 Evoluzione della normativa italiana inerente il progetto dei ponti

In Italia, fino all'anno 1933, con la pubblicazione della Normale n.8 del 15 settembre "*Carichi da considerare nel calcolo dei ponti per strade ordinarie*"^[2] da parte del Ministero dei Lavori Pubblici, non risultano normative tecniche utili alla progettazione delle opere d'arte.

Nella Normale n.8 del 15/09/1933^[2] le strade vengono suddivise sulla base del traffico in tre diverse categorie:

1. strade di grande traffico: statali e autostrade;
2. strade di medio traffico: provinciali;
3. strade di piccolo traffico: comunali.

Successivamente per ciascuna tipologia di strada si viene a distinguere l'impegno statico nei confronti dei carichi da traffico con la più gravosa tra opportune combinazioni.

In particolare, per la prima categoria troviamo tre possibili combinazioni: una con due colonne indefinite di autocarri da 12 tonnellate (schema 1 della Figura 1-1) e il carico folla sui marciapiedi pari a 400 kg/m^2 , una con una sola colonna indefinita di autocarri con di fianco lo schema 2 della Figura 1-1 e il carico folla sui marciapiedi, e l'ultima con il carico folla distribuito su tutto l'impalcato. L'utilizzo dello schema 3, ovvero del rullo compressore da 18 tonnellate, era destinato alla verifica di traversi e solette.

Per la seconda categoria di strade invece, in aggiunta alla prima combinazione sopra citata troviamo l'impiego di una colonna indefinita di autocarri da 12 tonnellate affiancata da due rulli da 18 tonnellate e il carico folla sulla superficie rimanente, si aggiunge poi una terza configurazione che prevede due rulli compressori da 18 tonnellate affiancati e il carico folla sull'area rimanente.

Per l'ultima categoria di strade le combinazioni sopra presentate erano riviste in modo da ridurre l'impegno statico del ponte, la norma prevedeva poi un coefficiente amplificativo pari a 1.25 al fine di prendere in considerazione l'effetto dinamico dei carichi.

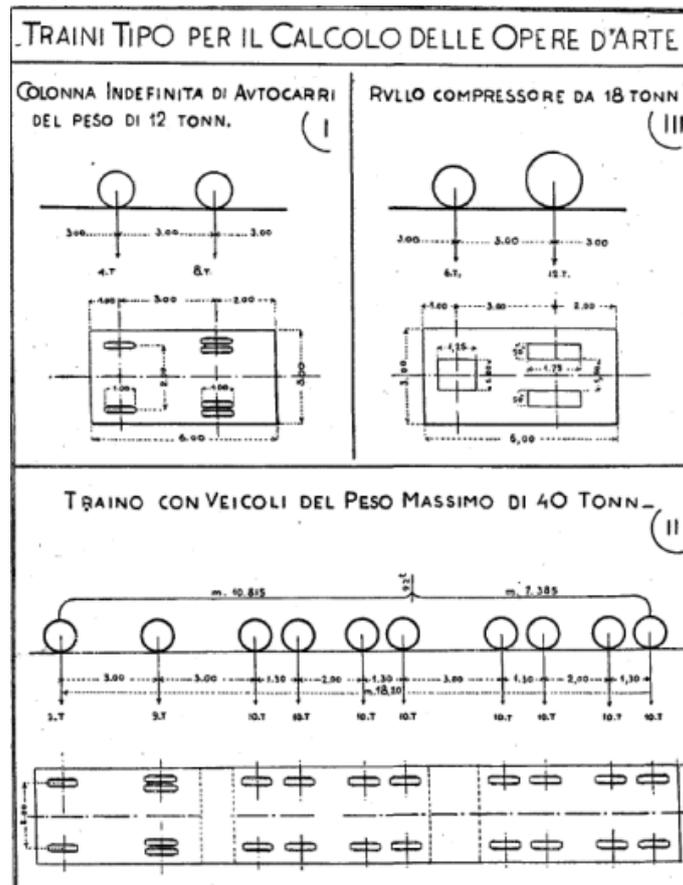


Figura 1-1. Schemi dei carichi da traffico relativi alla Normale n.8 del 15/09/1933^[2].

Viene poi emessa dal Ministero dei Lavori Pubblici la Circolare n.6018 del 09/06/1945^[3] nella quale si vengono a distinguere solamente più due tipologie di strade e viene meno lo schema di carico numero due sopra presentato:

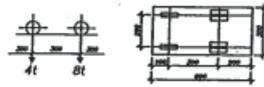
1. strade soggette a grande traffico;
2. strade soggette a medio e piccolo traffico;

La prima categoria prevede una combinazione formata da due o più colonne indefinite di autocarri da 12 tonnellate affiancati, (schema 1 Figura 1-2), con il carico folla di 400 kg/m² sui marciapiedi e una seconda combinazione dove sono disposti due rulli compressori da 18 tonnellate uno di fianco all'altro e nuovamente il carico folla sui marciapiedi. Come per la precedente normale i carichi da traffico erano da ridurre per la seconda tipologia di strade, a differenza di quest'ultima invece il coefficiente di amplificazione dinamica diventa funzione della lunghezza dell'impalcato e pari a:

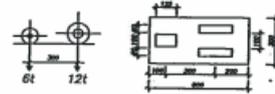
$$\varphi = 1 + \frac{16}{L + 40} \quad (1.1)$$

SCHEMI DI CARICO CIVILI

SCHEMA 1 - Colonna indefinita di autocarri da 12t



SCHEMA 2 - Rullo compressore isolato da 18t



SCHEMA 3 - Folla compatta (400 kg/mq)

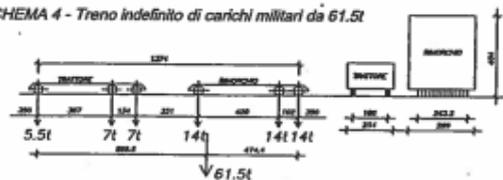
Figura 1-2. Schemi dei carichi da traffico relativi alla Circolare n.6018 del 09/06/1945^[3].

A coprire il periodo compreso tra gli anni 1952 e 1962 troviamo la Circolare n.820 del 15/03/1952^[4], emanata dalla Direzione Generale ANAS, la quale vista l'esiguità dei carichi da traffico introduceva nuovi schemi di carico ad uso esclusivo delle autostrade e delle strade statali.

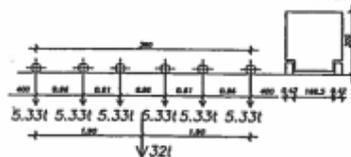
Doveva essere quindi scelta la più critica tra le due seguenti combinazioni: un treno indefinito di carichi militari da 61.5 tonnellate con a fianco uno o più treni di autocarri da 12 tonnellate e carico folla da 400 kg/m² sui marciapiedi, e una seconda combinazione formata da un treno indefinito di carichi militari da 32 tonnellate e nuovamente di fianco treni di autocarri da 12 tonnellate e carico folla sulle vie pedonali.

SCHEMI DI CARICO MILITARI

SCHEMA 4 - Treno indefinito di carichi militari da 61.5t



SCHEMA 5 - Treno indefinito di carichi militari da 32t



SCHEMA 6 - Carico militare isolato da 74.5t

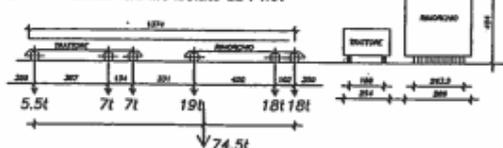


Figura 1-3. Schemi dei carichi da traffico relativi alla Circolare n.820 del 15/03/1952^[4] di ANAS

Nel 1962 viene emessa dal Ministero dei Lavori Pubblici la Circolare n.384 del 14/02/1962^[5], il cui tentativo è quello di riordinare la norma, questa prevede una divisione delle strade in:

1. strade atte al transito di carichi civili e militari;
2. strade atte al solo transito di carichi civili.

Secondo questa circolare le combinazioni, tra cui bisognava scegliere la più gravosa, per le strade di prima categoria erano tre, formate rispettivamente degli schemi 4, 5 e 6 della Figura 1-4 affiancati da uno o più treni di autocarri dal peso di 12 tonnellate e accompagnati dal carico folla di 400 kg/m² sui passaggi pedonali. Per la seconda categoria era invece da scegliere la condizione più critica tra una o più colonne di autocarri da 12 tonnellate e uno o più rulli affiancati mentre sui marciapiedi era presente il solito carico folla.

Il coefficiente di amplificazione dinamico viene poi aggiornato alla nuova formulazione (con luce L):

$$\varphi = 1 + \frac{(100 - L)^2}{100 \cdot (250 - L)} \quad (1.2)$$

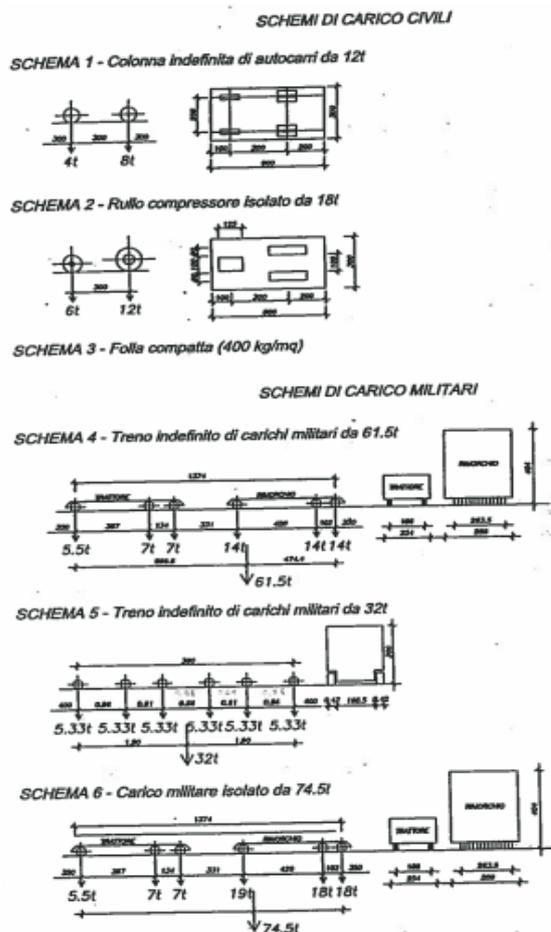


Figura 1-4. Schemi dei carichi da traffico relativi alla Circolare n.384 del 14/02/1962^[5].

Viene a seguire il Decreto Ministeriale LL. PP. del 02/08/1980^[6] nel quale sono catalogati con dettaglio i carichi, i pesi e le deformazioni da considerarsi nella fase di progetto e di verifica e nel quale troviamo ulteriori prescrizioni per le zone sismiche.

Con questo decreto si viene a perdere il riferimento allo schema reale dei carichi, vengono infatti forniti dei carichi equivalenti in termini di azioni.

Al suo interno i ponti vengono divisi in:

1. ponti di I categoria, i quali dovevano essere progettati per tutte le tipologie di carico mobile;
2. ponti di II categoria, i quali dovevano essere progettati per i carichi q_1B , q_1D , q_1E e q_1F ;
3. ponti di III categoria, i quali dovevano essere progettati per i carichi q_1E e q_1F .

Dove i carichi q_1E e q_1F corrispondono rispettivamente a 1 tonnellata con impronta $0.7 \times 0.7 \text{ m}^2$ e 0.4 t/m^2 , mentre i carichi q_1A e q_1B sono funzioni della lunghezza dell'impalcato.

Per la prima categoria, ovvero quella riguardante autostrade e strade statali, la combinazione di calcolo prevedeva l'applicazione del carico q_1A su una corsia e del carico q_1B su quella al suo fianco, aventi entrambe una larghezza di 3.5 m, insieme al carico folla di 400 kg/m^2 sui marciapiedi. In aggiunta era prevista l'applicazione di ulteriori carichi q_1B ridotti del 30% su eventuali altre corsie, sempre di larghezza 3.5 m, in caso di carreggiate di dimensioni significative.

Sempre nel medesimo decreto ministeriale viene inoltre aggiornato il coefficiente di amplificazione dinamica, che diventa funzione della lunghezza di carico L oltre che del rapporto tra i carichi permanenti g e quelli da traffico q , come si evince dalla seguente equazione:

$$\varphi = 1.4 - 0.002 \cdot \frac{g}{q + 1} \cdot L \quad (1.3)$$

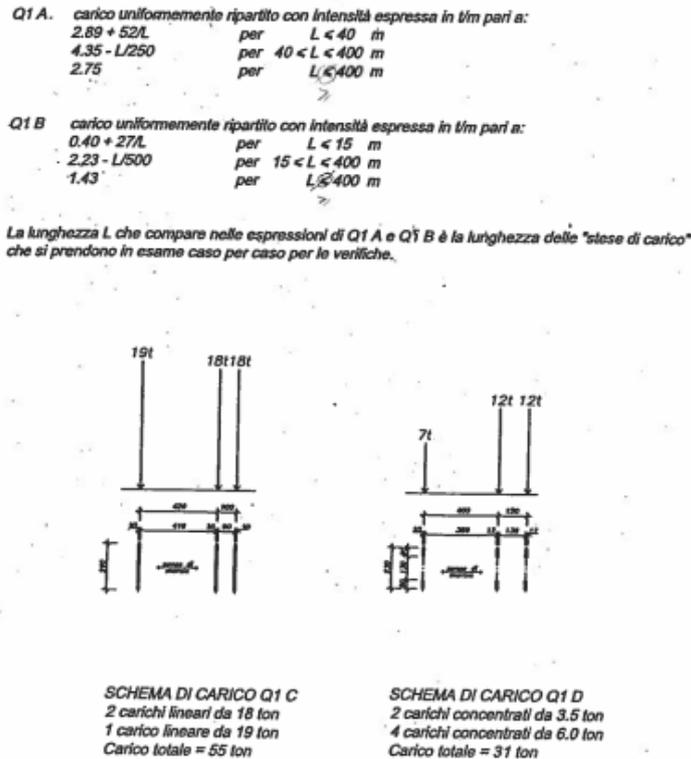


Figura 1-5. Schemi dei carichi da traffico relativi al Decreto Ministeriale LL. PP. del 02/08/1980^[6].

Successivamente viene emesso il Decreto Ministeriale LL. PP. del 04/05/1990^[7] che va ad aggiornare le “*Norme tecniche per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo dei ponti stradali*”. Al suo interno viene proposto per i ponti esistenti l’acquisizione di una piena conoscenza del loro stato attraverso l’applicazione dei seguenti principi: ispezione, supervisione, manutenzione ordinaria e straordinaria e interventi statici di miglioramento e adeguamento.

Le opere d’arte vengono qui divise nelle seguenti tre categorie:

1. categoria I la quale riguarda ponti per il transito dei carichi mobili, riportati in Figura 1-6, con il loro pieno valore;
2. categoria II per la quale i carichi q_1A e q_1B vengono applicati ridotti rispettivamente al 75% e al 50%;
3. categoria III dove si considerano esclusivamente i carichi q_1E e q_1D , trattandosi di passerelle pedonali.

In particolare, per i ponti rientranti nella prima categoria sopra descritta, la combinazione relativa al carico da traffico prevedeva l'applicazione del carico q_1A (da 60 tonnellate distribuite su tre assi) insieme col carico q_1B lungo il medesimo asse della corsia nei tratti non occupati dal primo e ove necessario per massimizzare l'azione; a seguire nelle corsie di fianco si applicava poi il medesimo schema ma con carichi ridotti la prima volta del 50% e nelle successive del 65%, infine bisognava tenere in considerazione il carico folla (400 kg/m²) sulle vie pedonali.

Il coefficiente di amplificazione dinamica cambia nuovamente la sua formulazione, riportata nell'equazioni (1.4a) e (1.4b) dove L rappresenta la luce.

$$\varphi = 1.4 + \frac{L - 10}{150} \quad \text{con } 10 \text{ m} < L < 70 \text{ m} \quad (1.4a)$$

$$\varphi = 1.4 \quad \text{con } L \leq 10 \text{ m e } L \geq 70 \text{ m} \quad (1.4b)$$

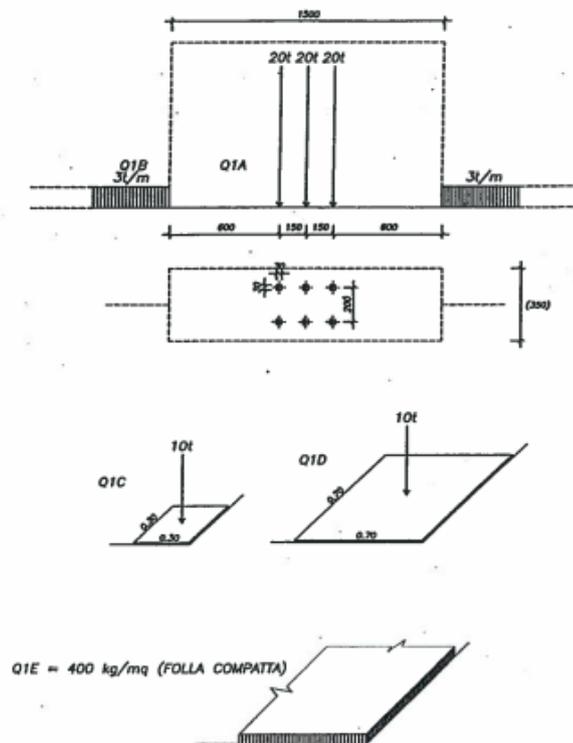


Figura 1-6. Schemi dei carichi da traffico relativi al Decreto Ministeriale LL.PP. del 04/05/1990^[7].

Si arriva così al Decreto Ministeriale del 17/01/2018^[8] attualmente in vigore che va ad aggiornare le “Norme Tecniche per le Costruzioni” alla versione del 2018, precedentemente infatti, troviamo una prima versione di suddette norme risalente al Decreto Ministeriale del 14/01/2008^[9].

In particolare, è il capitolo 8 delle NTC 2018 a occuparsi delle costruzioni esistenti insieme all’integrazione fornita dalla Circolare n.7 del 21/01/2019^[10] all’interno della quale, riguardo i ponti, vengono spiegati i modelli da seguire per le analisi, si definiscono i criteri per valutare la sicurezza e si vanno a distinguere gli interventi locali, di miglioramento e di adeguamento.

Nella vigente normativa avviene una divisione dei ponti stradali sulla base dei carichi mobili ammessi, in particolare troviamo:

1. ponti stradali destinati al transito dei carichi, di seguito riportati, con il loro intero valore;
2. ponti pedonali destinati al solo schema di carico 5, rappresentante la folla.

A partire dalla prima versione delle norme tecniche, risalente al 2008, i carichi da traffico risultano già comprensivi all’interno del loro valore del coefficiente di amplificazione dinamica.

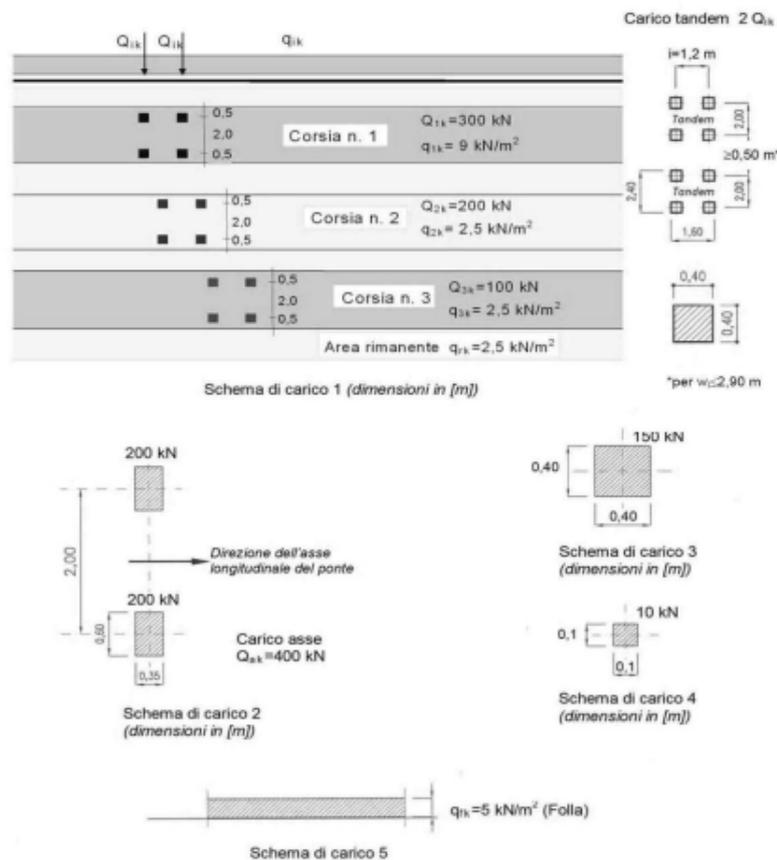


Figura 1-7. Schemi dei carichi da traffico relativi al Decreto Ministeriale del 17/01/2018^[8].

1.2.2 Linee guida per i ponti esistenti

Il crollo del ponte Morandi, situato nella città di Genova, il 14 agosto del 2018 scuote notevolmente l'opinione pubblica, portando al Decreto-Legge n.109 del 28/09/2018^[11] dal quale emerge l'esigenza di nuove indicazioni relative alla gestione e alla salvaguardia della sicurezza per il patrimonio infrastrutturale italiano.

In questo contesto nascono le “*Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza e il monitoraggio dei ponti esistenti*”^[1], le quali vengono adottate con il Decreto Ministeriale n.578 del 17/12/2020^[12] del ministero delle infrastrutture e dei trasporti.

Il loro fine è quello di garantire una classificazione del rischio, una gestione della sicurezza insieme con il monitoraggio omogenee e opportune a livello nazionale per quanto concerne ponti, viadotti, cavalcavia e rilevati esistenti.

La guida si compone di tre parti: una riguardante il censimento e la classificazione del rischio, una riguardante le verifiche e una relativa al monitoraggio. Si tratta in particolare di un approccio generale e multilivello, giustificato dalla numerosità delle opere presenti sul territorio nazionale, che permette di graduare la complessità di ispezioni, verifiche e monitoraggi in base alla classe di attenzione assegnata all'opera. All'aumentare del livello, infatti, aumenta l'onerosità di indagini e verifiche ma diminuisce il numero di ponti soggetti ad esse.

I livelli presentati sono i seguenti:

- Livello 0: nel quale è previsto il censimento di tutti i ponti uniti alle loro caratteristiche fondamentali attraverso la documentazione a disposizione.
- Livello 1: nel quale sono previste ispezioni e rilievi delle strutture censite e del loro contesto geologico e idraulico, con l'obiettivo di individuare: degradi, rischi e le caratteristiche geometriche e strutturali.
- Livello 2: all'interno del quale si determinano pericolosità, vulnerabilità ed esposizione relative ai diversi rischi con il fine di stabilire una classe di attenzione per ogni opera.
- Livello 3: nel quale si stabilisce, per ogni ponte, attraverso la valutazione di informazioni e dissesti se siano necessarie verifiche approfondite competenti al livello 4.
- Livello 4: al quale competono valutazioni della sicurezza approfondite sulla base delle norme tecniche vigenti.

- Livello 5: viene applicato a ponti strategici, per cui risulta necessario uno studio della rilevanza trasportistica e dell’impatto socioeconomico in caso di chiusura al traffico.

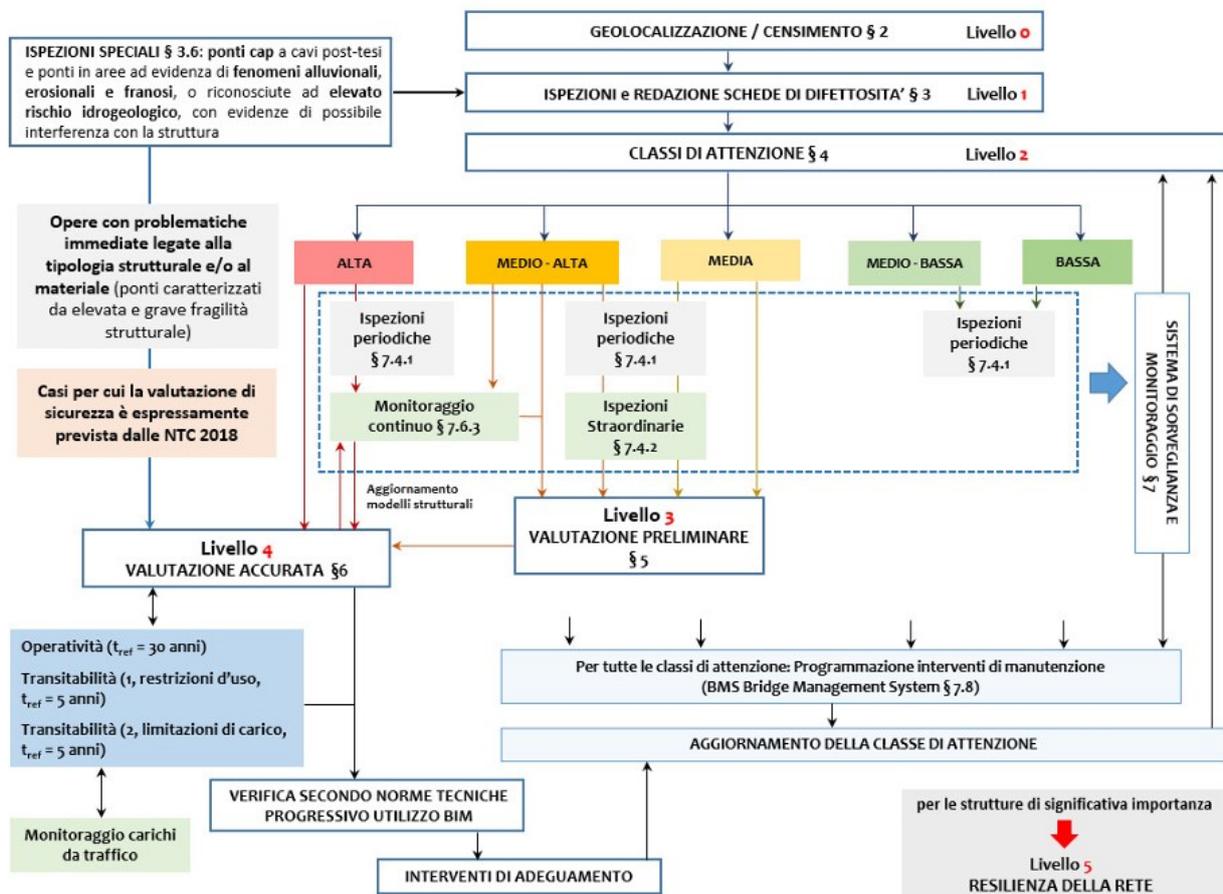


Figura 1-8. Schema dell’approccio multilivello delle “Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza e il monitoraggio dei ponti esistenti”^[1].

Il punto principale attorno al quale si va ad articolare l’approccio multilivello delle linee guida è, come si evince dallo schema in Figura 1-8, la definizione della classe di attenzione per il singolo ponte.

La classe di attenzione viene ad essere definita a partire dai degradi, dai difetti e dai rischi statici, sismici e idrogeologici individuati precedentemente e può avere cinque gradi di severità che vanno da bassa ad alta.

Per le categorie bassa e medio bassa vengono previste ispezioni ordinarie accompagnate dalla definizione e applicazione del programma di manutenzione con conseguente aggiornamento della classe di attenzione.

Il grado di complessità aumenta invece con le classi media e medio alta, dove alle ispezioni periodiche seguono quelle straordinarie, in caso di degradi dalla rapida evoluzione, e successivamente una verifica preliminare associata al livello 3, il cui compito è stabilire se siano necessarie valutazioni

approfondite di livello 4 con conseguente avanzamento della classe. Per la categoria medio alta viene inoltre prevista la possibilità di monitoraggio continuo o periodico i cui risultati possono essere utili allo svolgimento del livello 3 o eventualmente condurre direttamente al livello 4.

Infine, troviamo la classe di attenzione più alta alla quale sono associate direttamente le verifiche accurate di livello 4 insieme al monitoraggio continuo e le ispezioni periodiche.

Le linee guida sottolineano come sia necessario tenere aggiornata la classe sulla base dei risultati del monitoraggio e delle ispezioni e al termine delle fasi 3 e 4 come anche degli interventi.

È interessante notare come la conoscenza della normativa passata in tema di progettazione di ponti, riassunta nel sottocapitolo precedente, sia importante per:

- Stimare la vulnerabilità delle opere nel livello 2.
- Una valutazione preliminare del ponte, inerente il livello 3, ottenuta attraverso il rapporto tra le sollecitazioni causate dai carichi di progetto all'epoca di realizzazione e quelle causate dagli attuali carichi di progetto.

Concludendo, il lavoro di tesi: di sviluppo di un modello numerico validato attraverso prove sperimentali trova un significato oltre che nelle valutazioni approfondite di livello 4 anche come applicazione del sottocapitolo 7.5 "*Prove di Carico Statiche e Rilievi Dinamici*" delle linee guida, permettendo così di disporre di un modello virtuale affidabile utile per valutazioni della sicurezza di impalcati a graticcio dello stesso lotto costruttivo.

1.3 Safety formats per analisi non lineari agli elementi finiti

Lo sviluppo di un complesso modello agli elementi finiti in cui si sfruttano le non linearità dei materiali e in cui possono essere eventualmente presenti anche le non linearità geometriche richiede un nuovo approccio per la valutazione/progetto di costruzioni esistenti/nuove.

Infatti, se da un lato l'impiego delle risorse plastiche dei materiali e della loro effettiva rigidità permette nelle strutture iperstatiche una redistribuzione delle tensioni e quindi un maggiore impiego delle resistenze realmente messe a disposizione della struttura e in generale un comportamento più simile alla realtà, d'altro lato richiede una nuova tipologia di approccio definito come globale nel quale si guarda all'elemento/struttura nella sua interezza.

Il fib Model Code 2010^[13] mette in ordine in base al grado di accuratezza diverse metodologie atte alla valutazione della sicurezza associandole a 4 livelli di approssimazione (LoA). L'impiego di analisi non lineari agli elementi finiti (NLFEAs) rientra nel livello 4 di maggiore precisione e richiede come spiegato dall'articolo "*Safety formats for non-linear finite element analysis of reinforced concrete structures: discussion, comparison and proposals*"^[14] l'impiego di un formato di resistenza globale, in inglese global resistance format (GRF).

Il formato di resistenza globale, rientrante nell'approccio semi probabilistico, risulta adatto per l'uso di NLFEAs poiché prevede la verifica per mezzo di un'analisi globale, nella quale viene confrontata direttamente l'azione di progetto sollecitante con l'azione di progetto resistente.

$$F_d \leq R_d \quad \text{con} \quad R_d = \frac{R_{rep}}{\gamma_R \gamma_{Rd}} \quad (1.5)$$

Nell'equazione (1.5) è riportata la condizione di verifica rispettata secondo il GRF, dove F_d e R_d sono rispettivamente l'azione e la resistenza di progetto, mentre R_{rep} rappresenta la resistenza ottenuta dall'analisi non lineare applicando un certo formato di sicurezza e γ_R e γ_{Rd} sono fattori di sicurezza globali non correlati che considerano rispettivamente le incertezze aleatorie (dei materiali e geometriche) e quelle epistemologiche (di modello) come spiegato nell'articolo^[14].

Questo comporta una sostanziale differenza rispetto ai classici metodi in cui la struttura viene risolta per mezzo di un'analisi lineare elastica e la verifica eseguita attraverso il confronto tra la sollecitazione agente di progetto e quella resistente di progetto nelle opportune sezioni, attuando così di fatto un approccio locale:

$$E_d \leq R_d \quad (1.6)$$

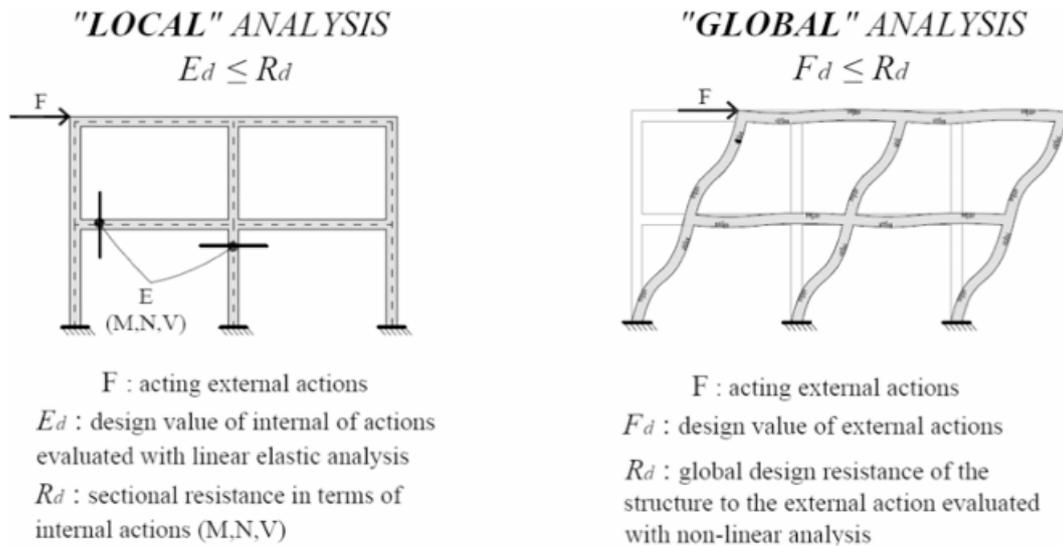


Figura 1-9. Differenze nell'analisi strutturale locale e globale dall'articolo "Safety formats for non-linear finite element analysis of reinforced concrete structures: discussion, comparison and proposals"^[14].

Nella pratica professionale con il fine di valutare l'azione resistente globale di progetto bisogna considerare che difficilmente si avrà una singola azione esterna, ma in maniera più verosimile una combinazione opportuna di azioni di progetto, come spiegato nell'articolo^[15]. La capacità globale della struttura ottenuta mediante l'analisi non lineare viene così espressa per mezzo di un moltiplicatore dei carichi ultimo a cui si arriva attraverso step di carico successivi e che mantiene i rapporti tra i fattori di sicurezza delle azioni all'interno della combinazione:

$$R_d = \frac{\lambda_u^{NLF EA} F_d}{\gamma_R \gamma_{Rd}} \quad (1.7)$$

Dove nel caso della combinazione fondamentale delle NTC 2018^[8] avremo:

$$F_d = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \psi_{02} \gamma_{Q2} Q_{k2} \dots \dots \dots \quad (1.8)$$

Il modello agli elementi finiti non lineare, costruito e validato con i risultati sperimentali allo scopo di svolgere il lavoro di tesi, potrà quindi essere utile a valutazioni della sicurezza con i diversi safety formats (formati di sicurezza), spiegati nei testi^[14] ^[15], appartenenti all'approccio della resistenza globale, e a eseguire confronti sull'applicabilità e l'affidabilità tra quest'ultimi, di seguito elencati:

- Metodo del fattore parziale (PFM)
- Metodo di stima del coefficiente di variazione della resistenza strutturale globale (ECOV)
- Fattore di resistenza globale (GRF)

- Formato di sicurezza globale (GSF)
- Metodo probabilistico (PM)

Come spiegato dall'articolo scientifico^[15] nel metodo del fattore parziale (partial factor method) la resistenza globale di progetto è ottenuta dividendo per il fattore di sicurezza relativo alle incertezze di modello, la resistenza calcolata con un'analisi non lineare in cui sono stati utilizzati i valori di resistenza di progetto dei materiali depurati delle incertezze di modello f_d e i valori geometrici di progetto a_d :

$$R_d = \frac{R_{NLFEA}(f_d; a_d)}{\gamma_{Rd}} \quad (1.9)$$

Nel metodo di stima del coefficiente di variazione della resistenza globale (ECOV) come anche nel metodo del formato di sicurezza globale (GSF), come riportato dagli articoli^{[14] [15]}, la resistenza globale calcolata con l'analisi non lineare impiega i valori medi delle resistenze dei materiali e nominali per la geometria (1.10). Entrambi assumono inoltre una distribuzione log-normale per la resistenza globale.

$$R_d = \frac{R_{NLFEA}(f_m; a_n)}{\gamma_{Rd} \gamma_R} \quad (1.10)$$

A differenziare i due metodi è però il calcolo del coefficiente di variazione della resistenza globale dovuto all'incertezza dei materiali V_{Rm} che insieme al coefficiente di variazione della resistenza globale dovuto all'incertezza delle proprietà geometriche V_{Rg} (assunto pari a 0.05 per elementi non snelli) permette di calcolare il fattore di sicurezza globale relativo alle incertezze aleatorie:

$$\gamma_R = \frac{e^{(\alpha_R \beta V_R)}}{\delta_R} \quad (1.11)$$

$$V_R = \sqrt{V_{Rm}^2 + V_{Rg}^2} \leq 0.3 \quad (1.12)$$

Dove α_R e β sono rispettivamente il form sensitivity factor (pari a 0.8 nell'ipotesi di prevalenza delle incertezze aleatorie su quelle epistemiche) e l'indice di affidabilità legato a una certa probabilità di fallimento (1.19). V_R è il coefficiente di variazione della resistenza strutturale globale e δ_R un coefficiente che mette insieme il bias factor dovuto alla deviazione delle proprietà geometriche δ_{Rg} e δ_{Rm} il quale considera la deviazione tra la media della resistenza globale e la resistenza globale ottenuta con valori medi dei materiali e nominali delle proprietà geometriche (entrambi pari a 1 eccezione fatta per i sistemi snelli).

$$\delta_R = \delta_{Rm} \cdot \delta_{Rg} \quad (1.13)$$

$$\delta_{Rm} = \frac{\mu_{Rm}}{R_{NLFEA}(f_m; a_n)} \quad (1.14)$$

Infatti, mentre nel ECOV V_{Rm} è stimato attraverso una formulazione approssimata (1.15), sempre assumendo una distribuzione log-normale per la resistenza globale, nel GSF viene eseguito l'effettivo calcolo (1.16) dividendo la deviazione standard per la media (della resistenza), stimate grazie a diverse analisi numeriche non lineari in cui le proprietà dei materiali vengono scelte con un metodo di campionamento Monte Carlo o dell'ipercubo latino.

$$V_{Rm} = \frac{1}{1.65} \ln \left(\frac{R_m}{R_k} \right) \quad (1.15)$$

$$V_{Rm} = \frac{\sigma_R}{\mu_R} \quad (1.16)$$

Risulta quindi evidente un minore onere computazionale nell'ECOV per il quale vanno eseguite solamente due analisi numeriche non lineari una con i valori medi delle resistenze dei materiali che conduce alla resistenza globale R_m e una con quelli caratteristici che conduce a R_k .

Nel metodo del fattore di resistenza globale (GRF) la resistenza globale di progetto è ottenuta dividendo la resistenza strutturale calcolata da un'analisi numerica non lineare in cui sono stati impiegati opportuni valori dei materiali per un fattore di resistenza globale γ_{GL} pari a 1.27.

$$R_d = \frac{R_{NLFEA}(1.1f_{yk}, 0.85f_{ck})}{\gamma_{GL}} \quad (1.17)$$

Dove f_{yk} è la resistenza allo snervamento caratteristica dell'acciaio d'armatura, associata a un percentile del 5%, mentre f_{ck} è la resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo anche questa corrispondente a un percentile del 5%.

Infine, nel metodo probabilistico (PM) la resistenza globale di progetto viene determinata a partire dal valore di resistenza associata a un determinato percentile, funzione di α_R (form sensitivity factor) e di β (indice di affidabilità) dividendola per il fattore di sicurezza relativo alle incertezze di modello γ_{Rd} .

$$R_d = \frac{R(\alpha_R, \beta)}{\gamma_{Rd}} \quad (1.18)$$

Dove l'indice di affidabilità β rappresenta quanto sia sicura la struttura in termini di probabilità di fallimento aumentando al diminuire di quest'ultima.

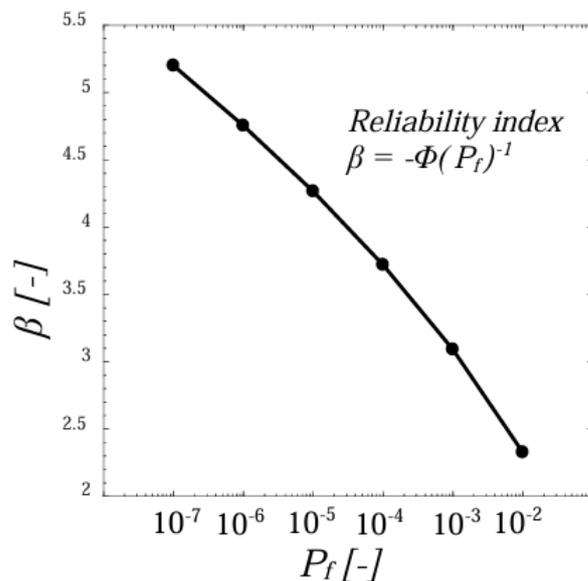


Figura 1-10. Indice di affidabilità in funzione della probabilità di fallimento tratto da "Advances in reliability methods for reinforced concrete structures"^[16].

Questo parametro utilizzato nel Model Code 2010 viene calcolato con la seguente espressione:

$$\beta = -\Phi(P_f)^{-1} \quad (1.19)$$

Ovvero l'inverso della densità di probabilità di fallimento normale cumulata standard cambiato di segno.

Il principale vantaggio di usare il metodo probabilistico, come sostenuto nell'articolo scientifico^[14], risiede nella sua capacità di stimare una distribuzione di resistenze che tenga conto delle possibili combinazioni tra le resistenze dei singoli materiali e quindi di eventuali cambiamenti nei meccanismi di collasso. Da questo deriva però la necessità di eseguire numerose analisi numeriche non lineari facendo variare le resistenze dei materiali attraverso uno dei campionamenti precedentemente citati, aumentando notevolmente l'onere computazionale.

2 Prova di carico sulla trave

2.1 Introduzione

La prova di carico sulla trave in cemento armato precompresso, facente parte di un impalcato autostradale del tratto Torino-Savona posto in opera nei primi anni Sessanta, oggetto di studio nel presente lavoro di tesi, rientra nel progetto di ricerca: “*Valutazione della sicurezza di strutture e infrastrutture in cemento armato*” del Politecnico di Torino.

In particolare, riguardo tale progetto, sono state eseguite due prove di carico su due diverse travi:

- una trave di luce 25.90 m in calcestruzzo armato ordinario (c.a.o.), in data 08/07/2021
- una trave di luce 34.60 m in calcestruzzo armato precompresso (c.a.p.), in data 08/09/2021 e 09/09/2021

Entrambe facenti parte dello stesso viadotto autostradale demolito e in seguito ricostruito.

Nel seguente capitolo si tratterà nel dettaglio ogni aspetto tecnico relativo alla prova di carico riguardante la trave di luce maggiore, al fine di comprenderne le caratteristiche e i risultati determinanti per la costruzione e la validazione del modello numerico agli elementi finiti non lineare.

Verranno esaminati con particolare cura le proprietà meccaniche dei materiali, le proprietà geometriche della trave, lo schema statico, la sequenza di applicazione dei carichi, il monitoraggio e i risultati della prova; questo grazie alle informazioni e ai dati contenuti nella relazione della prova intitolata: “*Report Finale Prove di carico sulle travi in C.A.P. di luce 34.60 m ed in C.A. di luce 25.90 m. AUTOSTRADA A6 TORINO-SAVONA*”^[17].

2.2 Allestimento del campo prove

Il campo prove è stato allestito in un ex area di servizio dell'Autostrada A6 dove sono state portate e posizionate le due travi una volta rimosse dall'impalcato come mostrato in Figura 2-1.

In Figura 2-2 è invece riportata una planimetria del campo prove con gli ingombri relativi alle due travi, l'area è stata scelta come sottolineata la relazione^[17] poiché permetteva di eseguire le operazioni con la dovuta sicurezza, lo stoccaggio dei materiali e il posizionamento e la manovra delle autogrù per la movimentazione dei carichi pesanti.



Figura 2-1. a) Dismissione dell'impalcato. b) Campo prove con travi posizionate. Tratte dal "Report Finale Prove di carico sulle travi in C.A.P. di luce 34.60 m ed in C.A. di luce 25.90 m. AUTOSTRADA A6 TORINO-SAVONA"^[17].

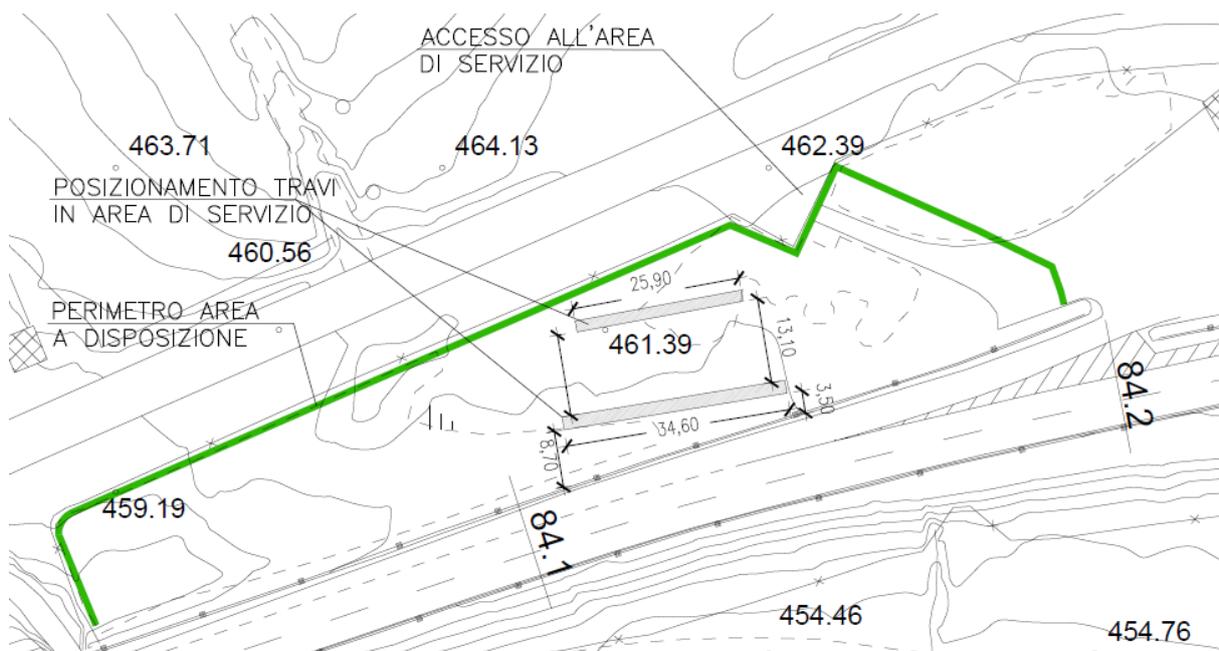


Figura 2-2. Planimetria del campo prove tratta dal "Report Finale Prove di carico sulle travi in C.A.P. di luce 34.60 m ed in C.A. di luce 25.90 m. AUTOSTRADA A6 TORINO-SAVONA"^[17].

2.3 Geometria, armatura ordinaria e di precompressione

Al fine di caratterizzare la geometria della trave di luce 34.6 m in calcestruzzo armato precompresso (post tensione), oggetto della prova di carico, si è fatto uso della relazione di calcolo e delle tavole di progetto originali ma anche delle tavole relative a successivi interventi a cui il viadotto era stato soggetto. Così facendo è stato possibile ricostruire un quadro completo della trave da confrontare con i rilievi eseguiti in loco.

Nel dettaglio la documentazione disponibile riguardo al viadotto per la conoscenza della geometria della trave e delle resistenze di progetto dei materiali è la seguente:

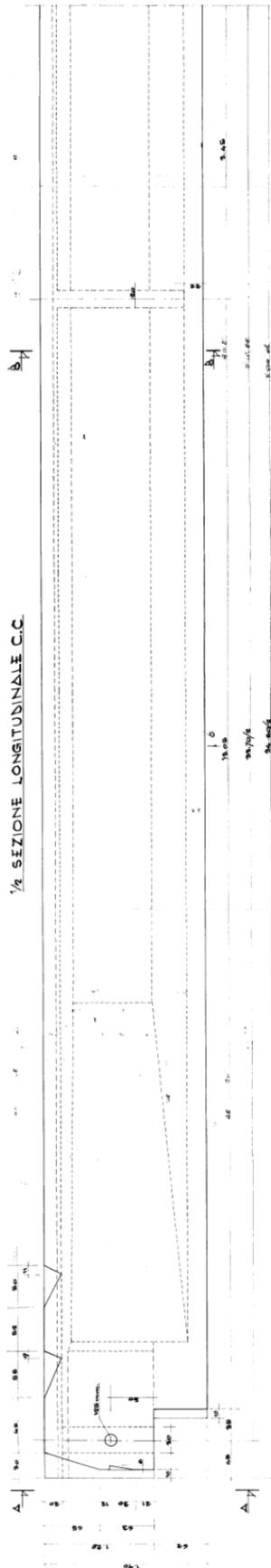
- Documento 1165 “*Autostrada Ceva-Fossano – Lotto 1 – Appalto concorso per la costruzione dei viadotti – Calcoli statici*”.
- Tavola 9433 “*Autostrada Ceva-Fossano – Lotto 1 – Progetto esecutivo – Trave tipo da ml. 34.60 in c.a.p. – particolare armature*”.
- Tavola 9434 “*Autostrada Ceva-Fossano – Lotto 1 – Progetto esecutivo – Carpenteria trave in c.a.p. da ml. 34.60*”.
- Tavola 1642 “*Sezioni trasversali*”.
- Tavola 5175 “*Lavori di ripristino travi in c.a.p. e adeguamento carreggiata esistente – ammaloramenti e ripristini travi in c.a.p.*” del dicembre 1993.
- Tavola 5510 “*Lavori di risanamento del viadotto dalla Pila N15 alla spalla lato Savona – disegno d’insieme – stralcio N°2*” del novembre 1994.
- Tavola 5518 “*Lavori di risanamento del viadotto dalla Pila N15 alla spalla lato Savona – disegno N°4*”.

La trave oggetto di studio presenta la comune forma a T e risulta composta da una trave a I in calcestruzzo armato precompresso prefabbricata di sezione variabile, poiché si rastrema dopo gli appoggi e aumenta la sua altezza, e una soletta in calcestruzzo armato ordinario gettata in opera.

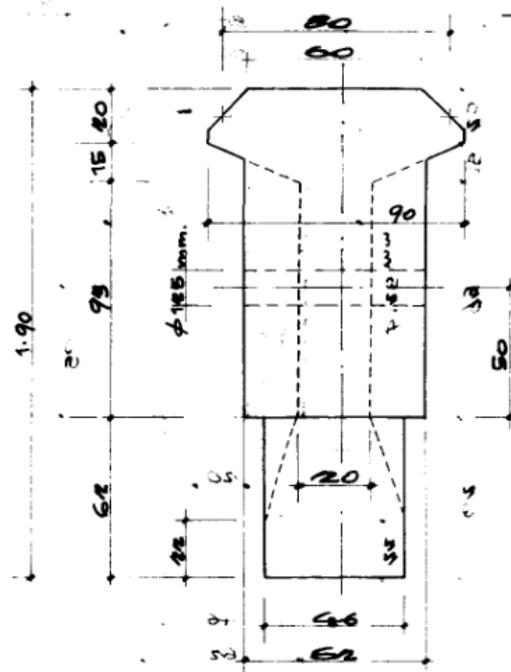
Complessivamente le dimensioni risultano le seguenti: lunghezza di 34.6 m, altezza agli appoggi di 1.28 m, altezza 1.9 m, larghezza estradosso 2.24 m, larghezza bulbo inferiore 0.46 m.

Nella trave sono inoltre presenti 4 traversi gettati in opera in calcestruzzo ordinario, due di appoggio di spessore maggiore pari a 0.3 m e due intermedi situati a 3.45 m dalla mezzeria di spessore pari a 0.2 m, rimasti in seguito alla rimozione dall’impalcato.

(a)



(b)



(c)

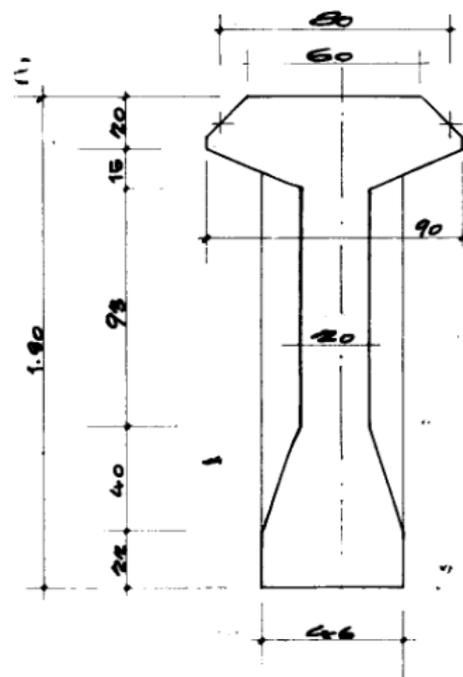


Figura 2-3. a) Sezione longitudinale della trave, quote in m e cm. b) Sezione trasversale della trave all'appoggio, quote in m e cm. c) Sezione trasversale della trave in mezzeria, quote in m e cm, tratto da tavole di progetto.

La trave si presenta solidale con la soletta e i traversi come spiegato precedentemente, in quanto rimossa dall'impalcato del viadotto durante la sua demolizione. Un impalcato a graticcio formato da 6 travi e 4 traversi, dove la trave oggetto di studio occupava una posizione centrale come riportato in Figura 2-4.

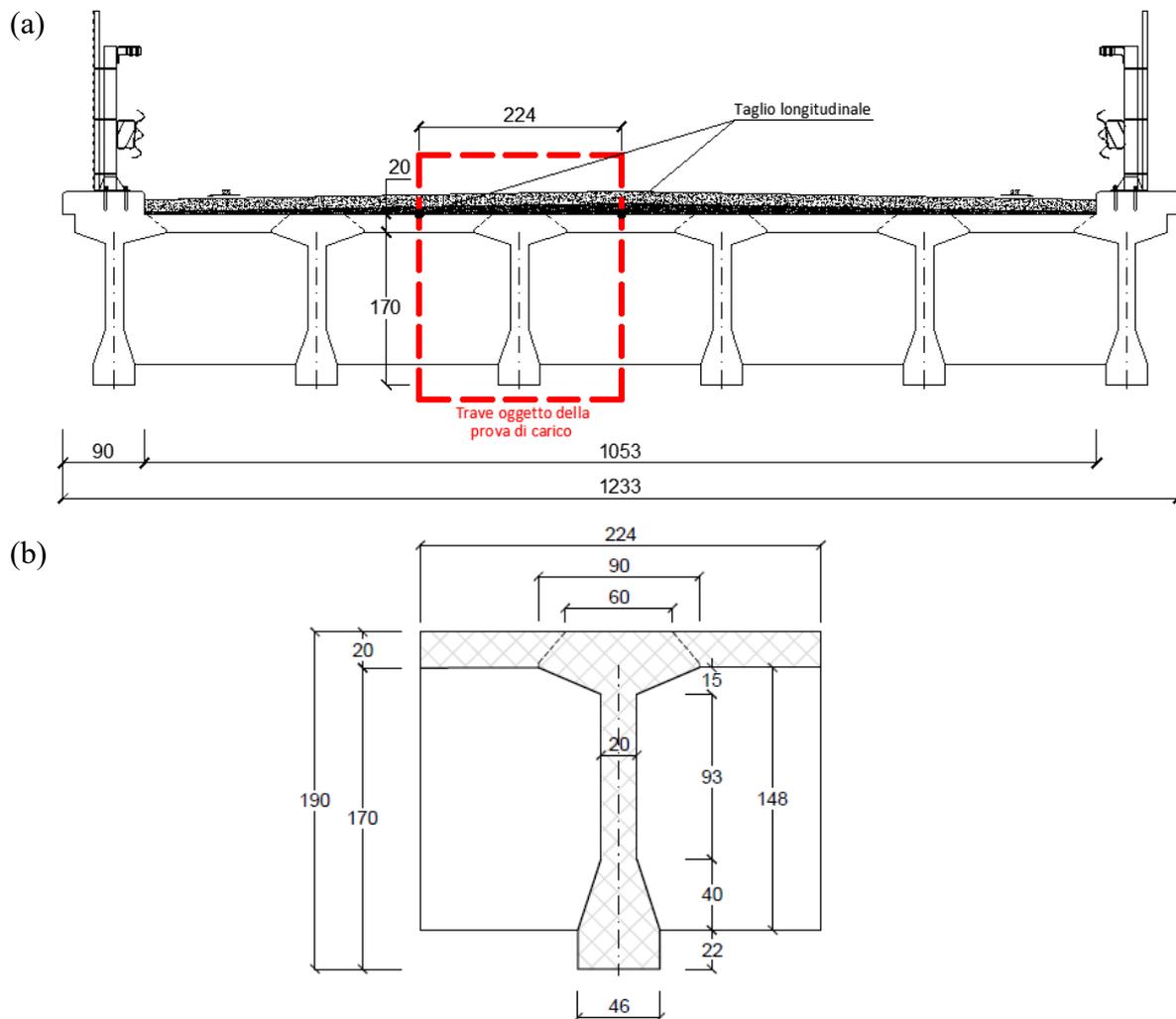


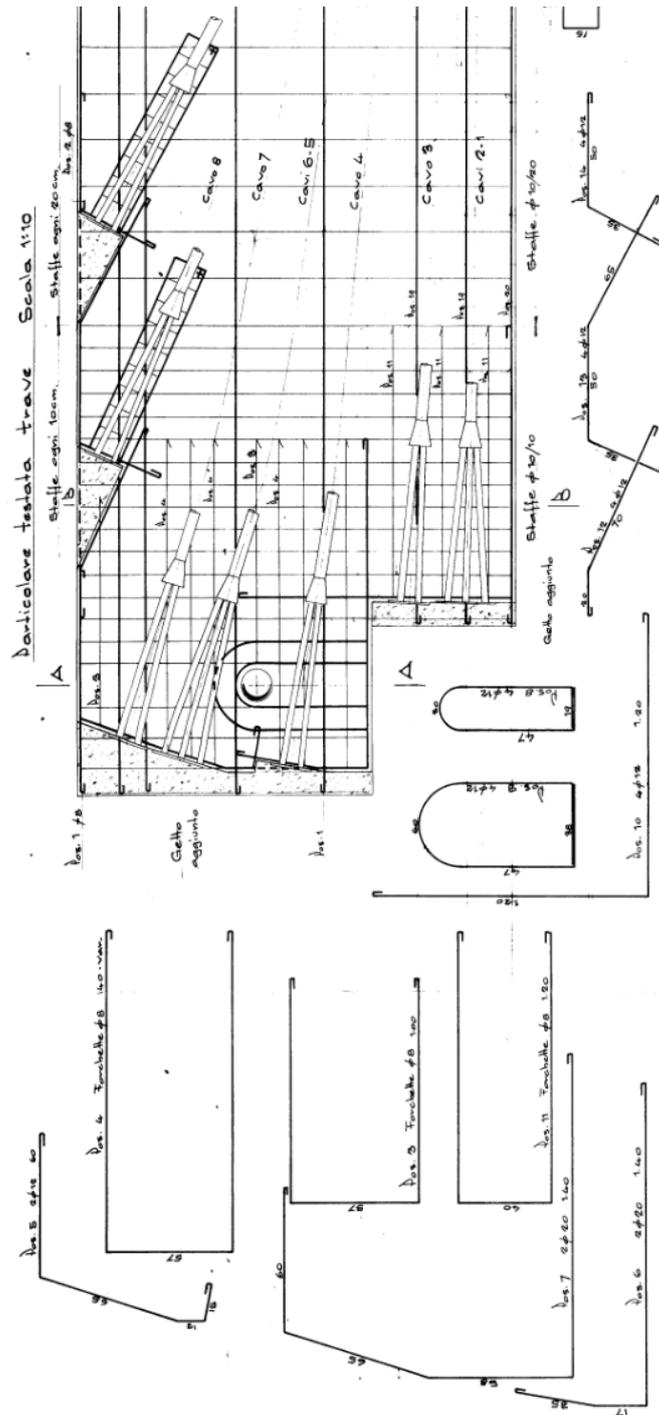
Figura 2-4. a) Sezione trasversale dell'impalcato, quote in cm. b) Sezione trasversale della trave in mezzeria, quote in cm, tratto da "Report Finale Prove di carico sulle travi in C.A.P. di luce 34.60 m ed in C.A. di luce 25.90 m. AUTOSTRADA A6 TORINO-SAVONA"^[17].

Per quanto concerne il rinforzo in acciaio la trave presenta sia un'armatura lenta che un'armatura di precompressione, la prima più abbondante agli appoggi, per via dell'ingresso della precompressione e dell'aumento del taglio dato lo schema statico in semplice appoggio, può a sua volta essere distinta in:

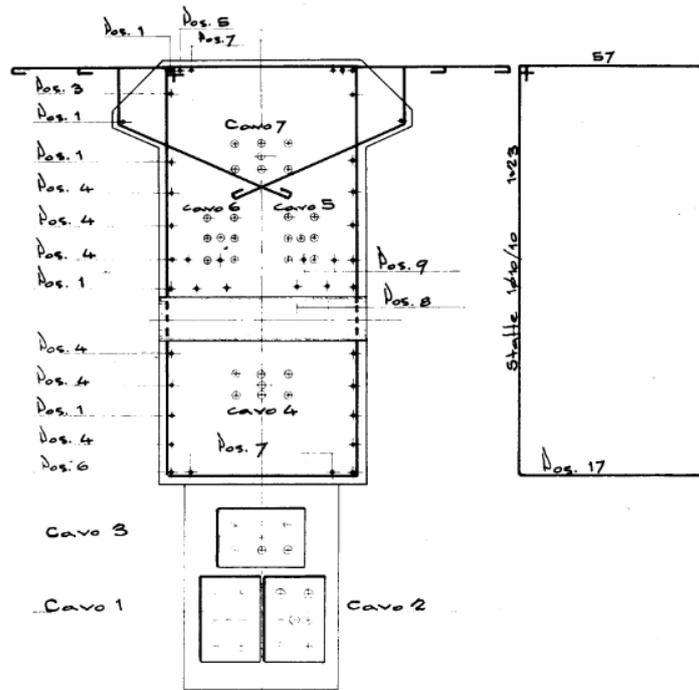
- armatura longitudinale della trave, che impiega dei $\phi 12$ mm in intradosso e dei $\phi 8$ mm lungo lo sviluppo verticale;
- armatura a taglio della trave, che presenta staffe $\phi 10$ mm passo 10 cm in corrispondenza dell'appoggio e passo 20 cm successivamente;

- armatura da spalling e bursting e armatura per l'appoggio, formate rispettivamente da ferri a L e da forchette;
- armatura longitudinale di soletta, presente nel suo intradosso e nell'estradosso con dei $\phi 8$ mm e armatura trasversale di soletta con passo 20 cm;
- armatura longitudinale dei traveri e armatura trasversale dei traveri con passo 20 cm.

(a)



(b)



(c)

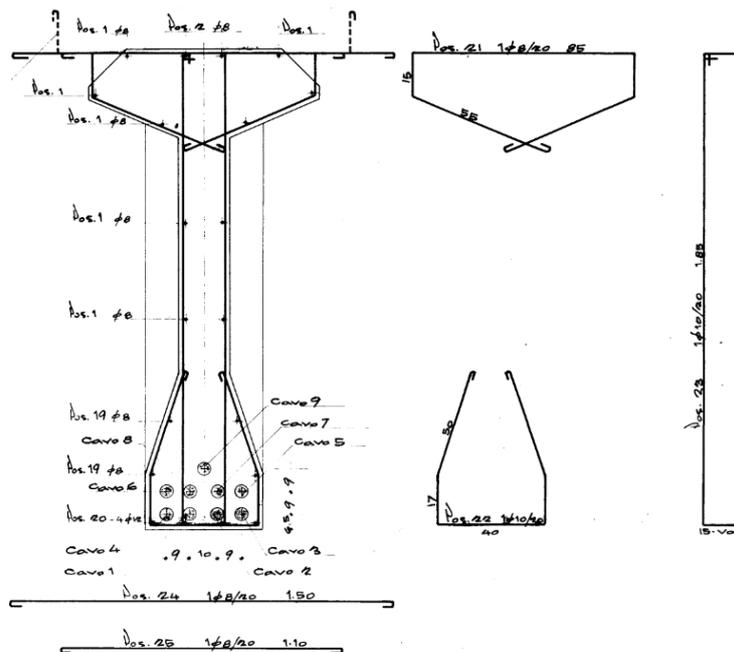
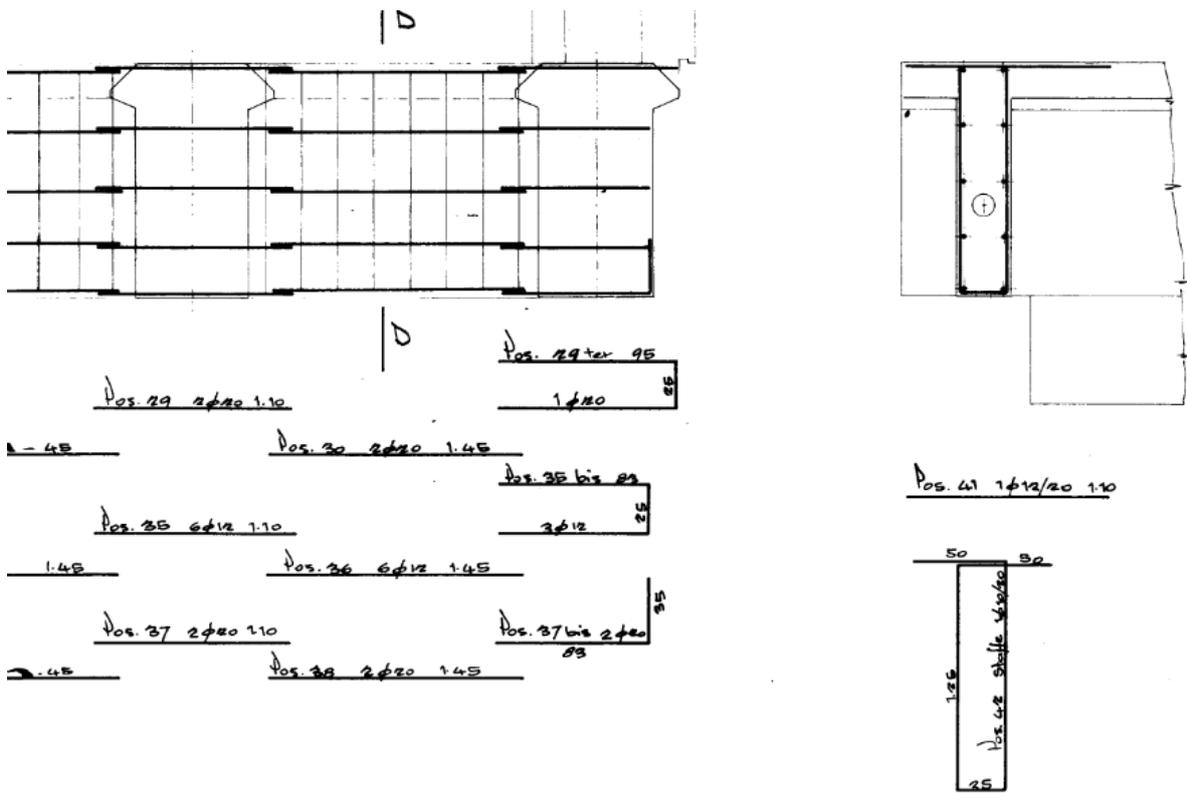


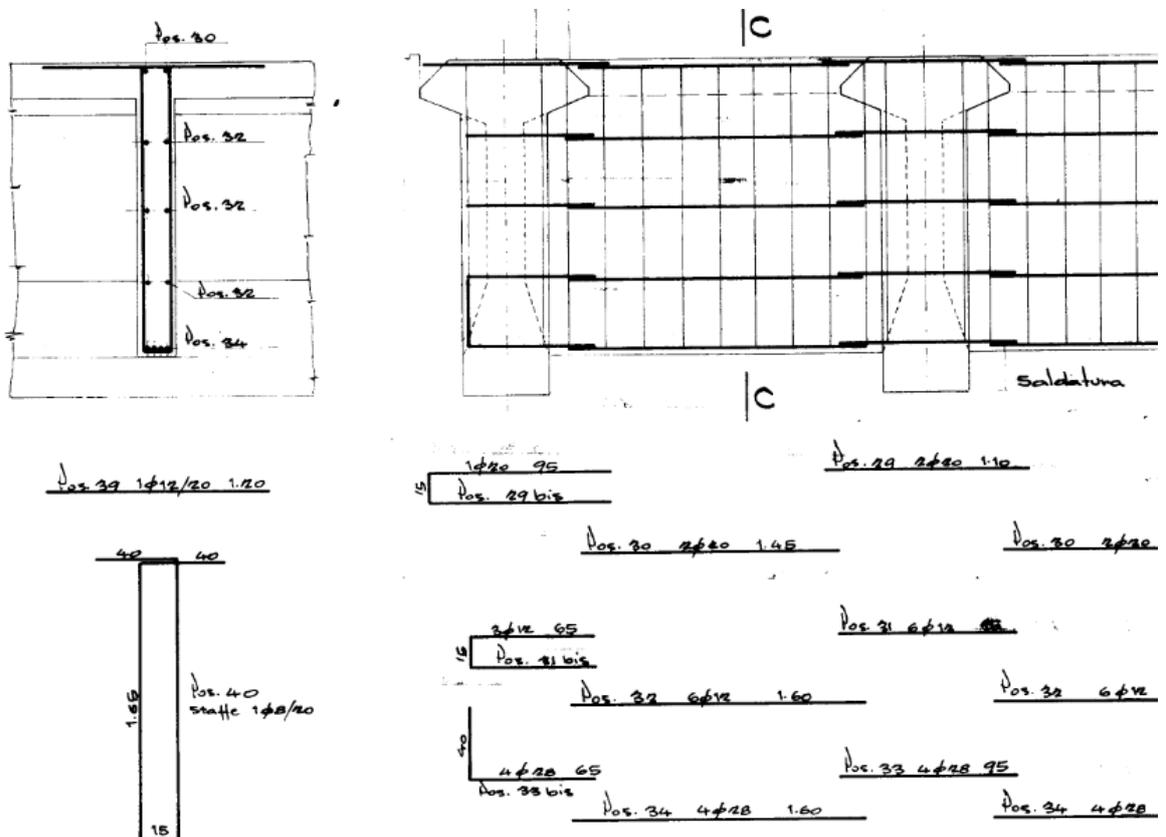
Figura 2-5. a) Particolare dell'armatura di testata trave, quote in cm e m. b) Schema armatura nella sezione di appoggio e posizioni dei cavi, quote in cm e m. c) Schema armatura nella sezione di mezzeria e posizione cavi, quote in cm e m, tratto da tavole di progetto.

Nella Figura 2-5 precedente sono stati riportati gli schemi d'armatura della trave, di seguito in Figura 2-6 viene riportato lo schema dei ferri per quanto concerne traversi e soletta. Viene fornito così, insieme alle caratteristiche geometriche viste precedentemente e all'andamento dei cavi e alle proprietà meccaniche dei materiali nonché lo schema statico che vedremo in seguito, un quadro generale che permetta di comprendere sia il comportamento meccanico della trave reale sia la modellazione FEM eseguita successivamente e i risultati ottenuti.

(a)



(b)



(c)

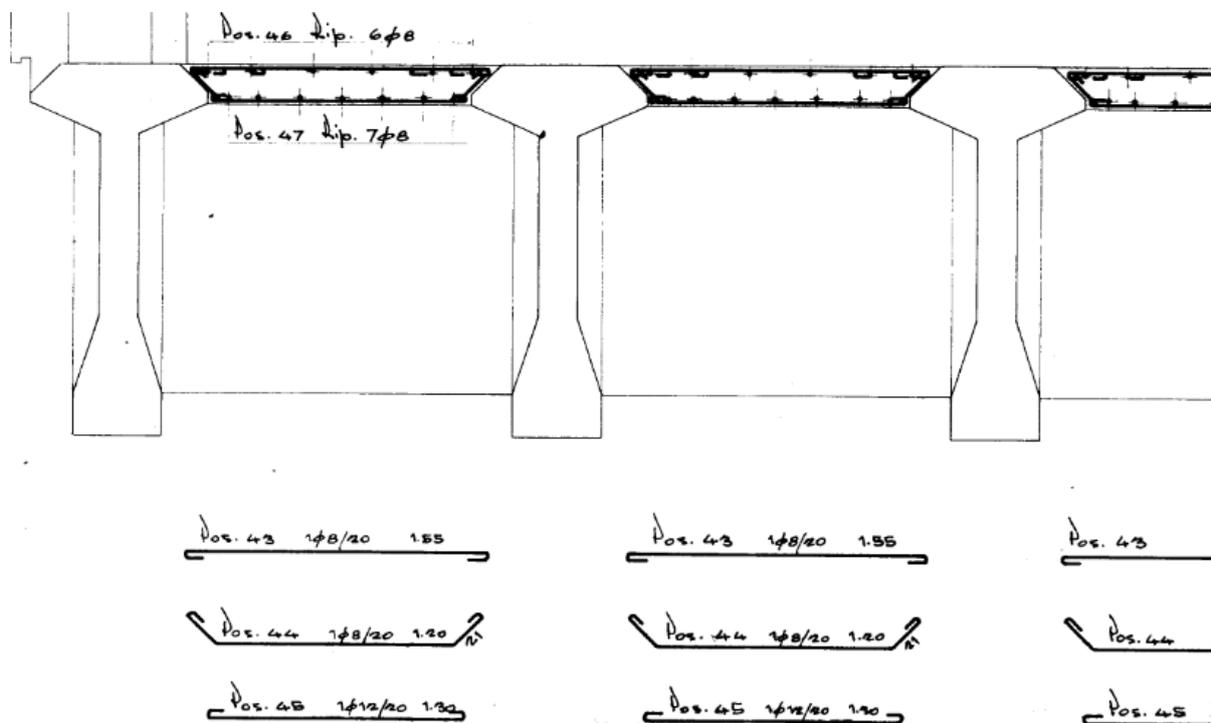


Figura 2-6. a) Schema armatura dei traverzi di appoggio, quote in cm e m. b) Schema armatura dei traverzi di campata, quote in cm e m. c) Schema armatura della soletta, quote in cm e m, tratto da tavole di progetto.

La trave, di luce 34.6 m, è inoltre dotata di un'armatura da precompressione costituita da 9 cavi ciascuno formato da 18 fili $\phi 7$ mm con tracciato parabolico, come riportato nell'immagine successiva.

La precompressione è stata ottenuta tramite post-tensione, ovvero l'applicazione della forza di trazione ai cavi in testata, per mezzo dei martinetti idraulici, successivamente alla maturazione del calcestruzzo.

A seguire è stata eseguita l'iniezione delle guaine ospitanti i cavi, così da renderli aderenti. In questa maniera una volta avvenuta la presa della resina o dell'eventuale malta cementizia in suo luogo, cavi e trave diventano solidali.

Dalla relazione di progetto risulta applicata una tensione di tesatura al martinetto iniziale pari a 1150 MPa.

2.4 Proprietà dei materiali e degrado osservato

Vengono di seguito riportate, come da relazione di prova^[17], le proprietà meccaniche dei materiali costituenti la trave oggetto di studio, i cui valori sono stati desunti a partire dagli elaborati progettuali o quando non disponibili stimati da cataloghi.

Bisogna sottolineare come questi valori siano stati utili soprattutto per progettare la prova e non tanto per la modellazione agli elementi finiti seguente, in quanto successivamente alla prova sperimentale si è proceduto a effettuare una campagna di prove distruttive che ha permesso una migliore caratterizzazione dei materiali.

Per quanto concerne il calcestruzzo abbiamo le due seguenti classi di resistenza, indicate dalle prescrizioni negli elaborati di progetto.

Calcestruzzo di classe 350 impiegato per la trave prefabbricata:

- $R_{ck} = 35$ MPa resistenza caratteristica cubica
- $f_{ck} = 0.83R_{ck} = 29.05$ MPa resistenza caratteristica cilindrica
- $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 37.05$ MPa resistenza media cilindrica
- $f_{cd} = 19.36$ MPa resistenza di progetto a compressione
- $f_{ctm} = 2.84$ MPa resistenza media a trazione
- $E_c = 22000 ((f_{ck} + 8)/10)^{0.3} = 32558$ MPa modulo elastico medio del calcestruzzo.

Calcestruzzo di classe 250 impiegato per soletta e traversi:

- $R_{ck} = 25$ MPa resistenza caratteristica cubica
- $f_{ck} = 0.83R_{ck} = 20.75$ MPa resistenza caratteristica cilindrica
- $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 28.75$ MPa resistenza media cilindrica
- $f_{cd} = 13.83$ MPa resistenza di progetto a compressione
- $f_{ctm} = 2.26$ MPa resistenza media a trazione
- $E_c = 22000 ((f_{ck} + 8)/10)^{0.3} = 30200$ MPa modulo elastico medio del calcestruzzo.

Riguardo l'acciaio impiegato per l'armatura lenta troviamo prescritto quanto segue.

Acciaio di tipo AQ-42 o FeB44k (ad aderenza migliorata):

- $f_{yk} \geq 440$ MPa tensione caratteristica di snervamento
- $f_{ym} = 1.1f_{yk} = 484$ MPa tensione media di snervamento
- $f_{yd} = 383$ MPa tensione di progetto di snervamento
- $E_s = 200000$ MPa modulo elastico medio dell'acciaio.

Le caratteristiche meccaniche dell'acciaio armonico da precompressione, presente sotto forma di fili $\phi 7$ mm sono invece state ricavate da cataloghi.

- $f_{ptk} \geq 1770$ MPa tensione caratteristica di rottura

Infine per quanto riguarda la trave sono state individuate in corrispondenza dei fori di soletta atti al convogliamento e smaltimento delle acque meteoriche zone di corrosione delle staffe d'anima come presentato nella figura seguente.



Figura 2-10. Corrosione delle staffe d'anima in corrispondenza dei fori per lo smaltimento delle acque, da documentazione fotografica della prova.



Figura 2-11. Vista della trave di luce 34.6 m durante la preparazione della prova di carico, da documentazione fotografica della prova.

2.5 Esecuzione della prova di carico

La prova di carico sulla trave in calcestruzzo armato precompresso di luce 34.6 m è stata realizzata secondo uno schema di flessione su 4 punti: i 2 appoggi in fogli di neoprene su apposite pareti solidali ai plinti così da ospitare le selle gerber della trave e i 2 punti di carico verticale sull'estradosso soletta in asse con la trave a una distanza di 2.51 m dalla mezzeria.

In generale le prove di carico possono essere distinte in due tipologie:

- in controllo di forza: $\delta = f(F)$ (2.1)

- in controllo di spostamento: $F = f(\delta)$ (2.2)

Nella prima viene applicata una forza che prende il nome di carico e contestualmente vengono eseguite misure degli spostamenti, solitamente il carico è applicato per mezzo di martinetti idraulici o zavorre. Lo spostamento risulta quindi funzione della forza applicata come in equazione (2.1). Questa tipologia di prova risulta più semplice da eseguire, meno costosa in termini di strumentazione e trova largo impiego per elementi strutturali di grandi dimensioni.

Nella seconda invece è lo spostamento a essere imposto mentre vengono eseguite misurazioni della forza. Questa tipologia ha il vantaggio di farci cogliere il comportamento post picco di resistenza ovvero il ramo di softening, risulta però più costosa necessitando di un'attrezzatura capace di regolare la forza così da ottenere lo spostamento desiderato. In questo caso la forza è una funzione dello spostamento come mostrato in (2.2).

La prova sperimentale della trave oggetto di studio è stata eseguita secondo la prima tipologia, ovvero in controllo di forza. Si è infatti proceduto ad applicare dei carichi verticali tramite i martinetti A e B, agendo manualmente dal centro di controllo del circuito idraulico, per step fino al raggiungimento del picco relativo a quel ciclo per poi scaricare fino a una pressione nulla gradualmente. Ovviamente in accordo con il dualismo forza-spostamento è stato osservato un corrispondente abbassamento ai martinetti nella fase di carico e un recupero in quella di scarico.

2.5.1 Organizzazione e schematizzazione della prova

Al fine di eseguire la prova sperimentale è stato allestito il campo prove in modo da avere sufficiente spazio per svolgere ogni operazione in sicurezza e poter disporre di: un'area di stoccaggio per le attrezzature e i materiali, una zona coperta per ospitare i tecnici, gli operatori e la strumentazione, un'autogrù per movimentare i carichi pesanti.

Al fine di progettare la prova si è calcolato utilizzando i valori medi delle resistenze dei materiali, riportati nel sotto-capitolo 2.4 Proprietà dei materiali e degrado osservato, un momento resistente pari a 17750 kNm come indicato in relazione^[17].

Si è quindi scelto di realizzare una struttura di contrasto per i martinetti (ciascuno con una capacità massima di 2000 kN) formata da quattro colonne in legno di azobè e travi in acciaio con al di sopra delle zavorre in ghisa dal peso totale di 3000 kN. Così facendo il carico massimo per ciascun martinetto diventa di 1500 kN e il massimo momento sollecitante considerando un braccio di 14.34 m pari a:

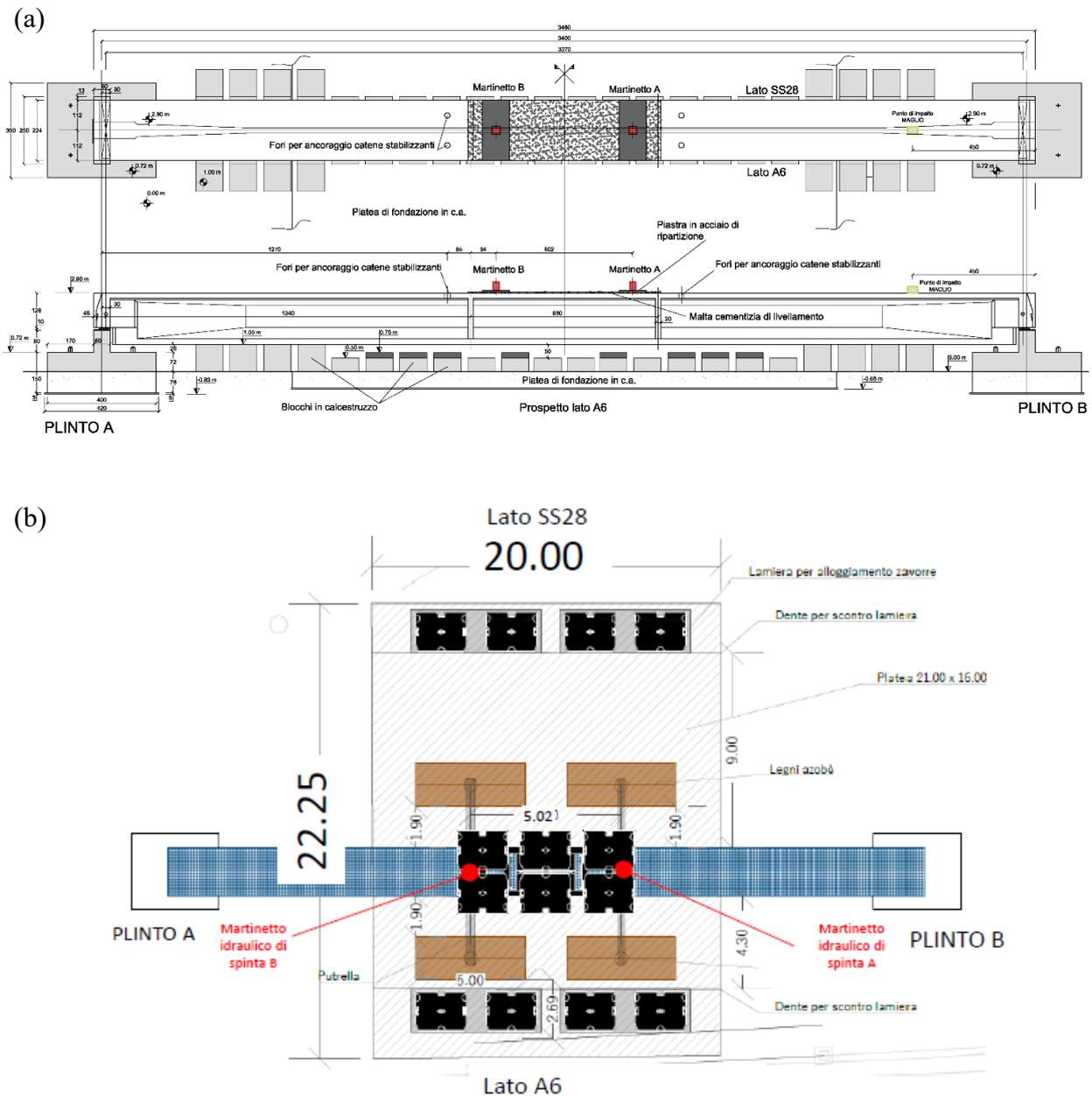
$$M = F \cdot b = 1500 \text{ kN} \cdot 14.34 \text{ m} = 21510 \text{ kNm} \quad (2.3)$$


Figura 2-13. a) Disegno di progetto della prova, quote in m e cm. b) Schema della struttura di contrasto, quote in m, tratti da “Report Finale Prove di carico sulle travi in C.A.P. di luce 34.60 m ed in C.A. di luce 25.90 m. AUTOSTRADA A6 TORINO-SAVONA”^[17].

Con il fine di evitare possibili meccanismi di torsione inaspettati la trave è stata attrezzata di 4 catene collegate ad altrettante piastre d'acciaio, ancorate con delle zavorre da 400 kN e che hanno trovato vincolo allo scorrimento nel gradino della platea. Va sottolineato come questa condizione di vincolo non abbia portato a modifiche nella prova poiché sarebbero serviti grandi spostamenti per attivarla.

Per evitare possibili danni dovuti al cedimento della trave è invece stato predisposto un letto di blocchi al di sotto di questa, così da attutirne un eventuale schianto.



Figura 2-14. Vista dall'alto della prova sperimentale da documentazione fotografica della prova.

2.5.2 Storia di carico

Di seguito vengono descritte le fasi di carico in termini di forze ai martinetti A e B (ottenute da letture di pressione al manometro) e di spostamento duale nei due punti di carico.

Il carico è stato applicato per step successivi eseguendo 5 cicli di carico e scarico (ad eccezione del 4° ciclo in cui si è scaricato senza però tornare a letture di pressione nulle) aventi picchi di spostamento e di forza totale sempre maggiori.

La prova è stata eseguita su due giorni consecutivi, in particolare i primi 3 cicli hanno avuto luogo nel primo giorno mentre i cicli 4 e 5 nel secondo. Nel tempo intercorrente tra gli step di carico sono inoltre stati applicati impulsi dinamici attraverso la caduta di un maglio da 30 Kg dall'altezza di 1 m a una distanza di 3.5 m dal bordo trave; questo ha permesso di investigare per mezzo di accelerometri posizionati lungo la trave l'evoluzione di frequenze e modi propri di vibrare.

È importante ricordare, seppur possa sembrare scontato, che durante lo svolgimento della prova la trave è stata soggetta oltre che alle azioni dei martinetti anche a quelle di peso proprio e precompressione, le quali sebbene non presenti in maniera diretta nelle misure degli spostamenti hanno di certo influenzato la resistenza e il comportamento meccanico.

Vengono di seguito riportati i grafici di carico totale ai martinetti in funzione degli step e del tempo, in aggiunta sono indicati in blu e in rosso rispettivamente i carichi al martinetto A e B (valori positivi indicano un verso diretto in basso).

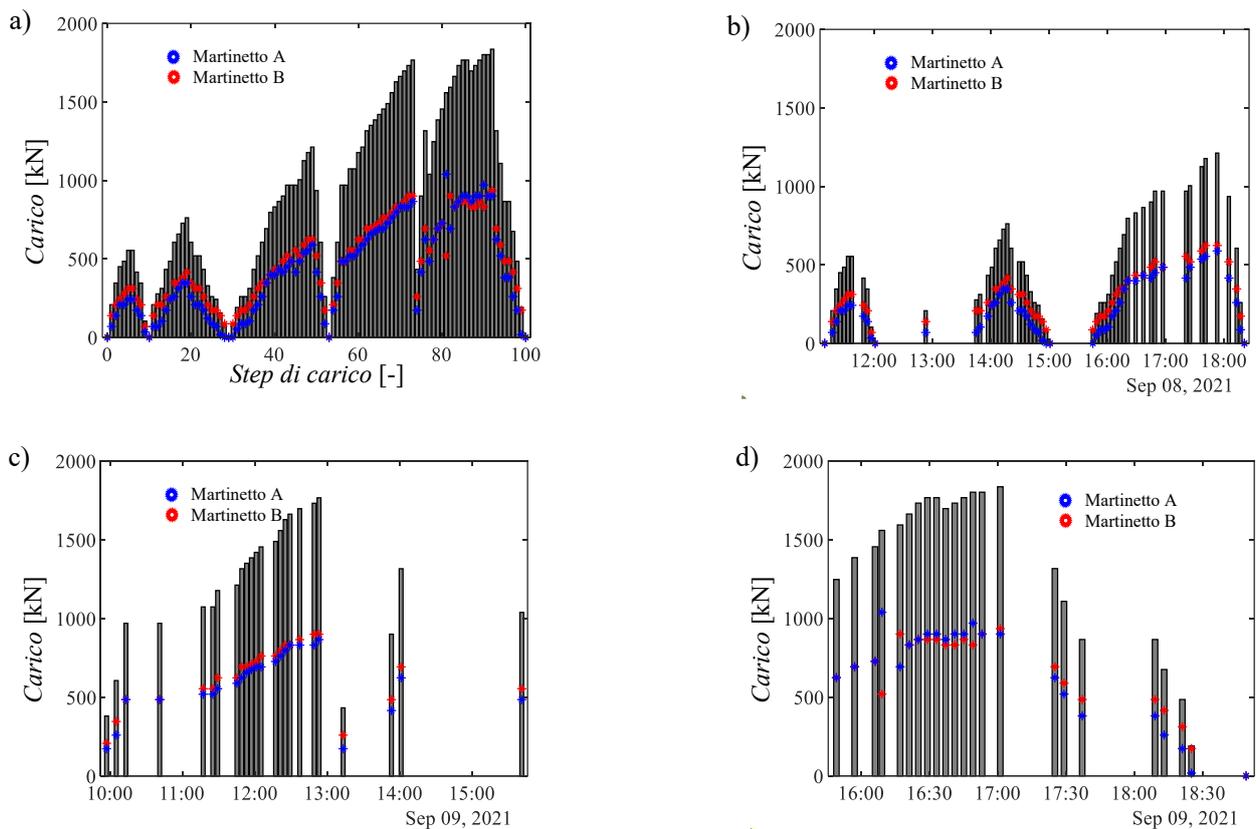


Figura 2-15. a) Diagramma step-carico, in grigio il carico totale, in blu il carico al martinetto A, in rosso il carico al martinetto B. b), c), d) Diagramma tempo-carico, in grigio il carico totale, in blu il carico al martinetto A, in rosso il carico al martinetto B.

Sono inoltre stati plottati, come fatto precedentemente con i carichi attraverso l'utilizzo di un codice Matlab a partire dai dati di prova raccolti in fogli Excel o in formato .mat, i grafici dello spostamento ai martinetti in funzione degli step e in funzione del tempo della prova (Figura 2-16).

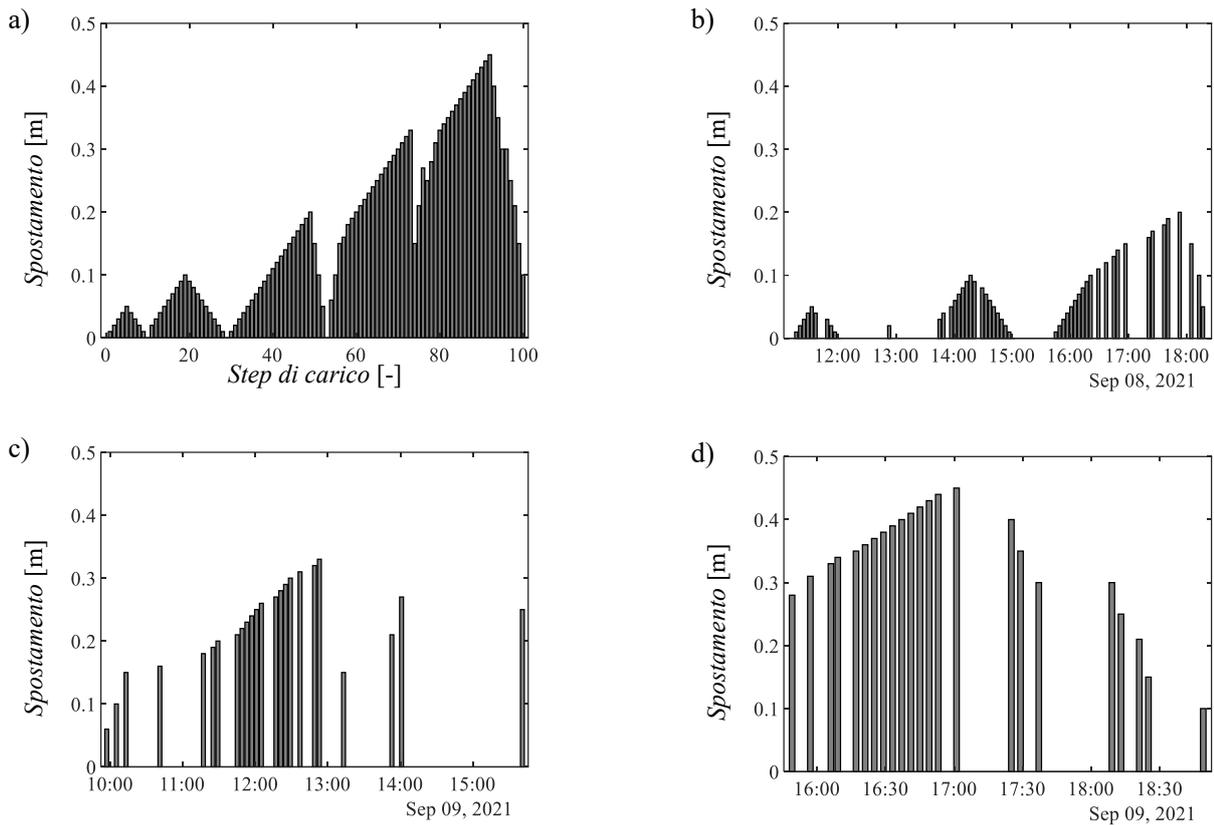


Figura 2-16. a) Diagramma step-spostamento ai martinetti. b), c), d) Diagramma tempo-spostamento ai martinetti.

Per maggiore chiarezza e poter usufruire di letture immediate dei dati si riporta di seguito una tabella in cui sono indicati step per step i valori del carico in ciascun martinetto e totale, insieme con lo spostamento verticale ai martinetti (valori positivi di carichi e spostamento indicano un verso diretto in basso). Viene in aggiunta segnalato l'impulso dinamico quando effettuato.

Step di carico	Spostamento ai martinetti [m]	Carico martinetto A [kN]	Carico martinetto B [kN]	Carico totale [kN]
0	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>IMPULSO DINAMICO</i>				
1	0.01	69.27	138.54	207.82
2	0.02	138.54	207.82	346.36
3	0.03	207.82	242.45	450.27
4	0.04	207.82	277.09	484.90
5	0.05	242.45	311.72	554.18
<i>IMPULSO DINAMICO</i>				
6	0.04	242.45	311.72	554.18
7	0.03	173.18	242.45	415.63
8	0.02	138.54	207.82	346.36
9	0.01	34.64	69.27	103.91
10	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>IMPULSO DINAMICO</i>				
11	0.02	69.27	138.54	207.82

12	0.03	69.27	207.82	277.09
13	0.04	103.91	207.82	311.72
14	0.05	173.18	259.77	432.95
<i>IMPULSO DINAMICO</i>				
15	0.06	242.45	242.45	484.90
16	0.07	259.77	346.36	606.13
17	0.08	311.72	346.36	658.08
18	0.09	346.36	381.00	727.36
19	0.10	346.36	415.63	761.99
<i>IMPULSO DINAMICO</i>				
20	0.09	259.77	346.36	606.13
21	0.08	207.82	311.72	519.54
22	0.07	207.82	311.72	519.54
23	0.06	173.18	259.77	432.95
24	0.05	121.23	207.82	329.04
<i>IMPULSO DINAMICO</i>				
25	0.04	86.59	173.18	259.77
26	0.03	69.27	173.18	242.45
27	0.02	17.32	138.54	155.86
28	0.01	0.00	86.59	86.59
29	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>IMPULSO DINAMICO</i>				
30	0.01	0.00	86.59	86.59
31	0.02	51.95	138.54	190.50
32	0.03	86.59	173.18	259.77
33	0.04	86.59	173.18	259.77
34	0.05	103.91	207.82	311.72
<i>IMPULSO DINAMICO</i>				
35	0.06	173.18	259.77	432.95
36	0.07	207.82	311.72	519.54
37	0.08	259.77	346.36	606.13
38	0.09	346.36	346.36	692.72
39	0.10	398.31	398.31	796.63
<i>IMPULSO DINAMICO</i>				
40	0.11	398.31	432.95	831.26
41	0.12	432.95	432.95	865.90
42	0.13	415.63	484.90	900.54
43	0.14	450.27	519.54	969.81
44	0.15	484.90	484.90	969.81
<i>IMPULSO DINAMICO</i>				
45	0.16	415.63	554.18	969.81
46	0.17	484.90	519.54	1004.44
47	0.18	536.86	588.81	1125.67
48	0.19	554.18	623.45	1177.62
49	0.20	588.81	623.45	1212.26
<i>IMPULSO DINAMICO</i>				
50	0.15	415.63	519.54	935.17
<i>IMPULSO DINAMICO</i>				

51	0.10	259.77	346.36	606.13
	<i>IMPULSO DINAMICO</i>			
52	0.05	86.59	173.18	259.77
	<i>IMPULSO DINAMICO</i>			
53	0.00	0.00	0.00	0.00
	<i>IMPULSO DINAMICO</i>			
54	0.06	173.18	207.82	381.00
	<i>IMPULSO DINAMICO</i>			
55	0.10	259.77	346.36	606.13
	<i>IMPULSO DINAMICO</i>			
56	0.15	484.90	484.90	969.81
	<i>IMPULSO DINAMICO</i>			
57	0.16	484.90	484.90	969.81
	<i>IMPULSO DINAMICO</i>			
58	0.18	519.54	554.18	1073.72
	<i>IMPULSO DINAMICO</i>			
59	0.19	519.54	554.18	1073.72
	<i>IMPULSO DINAMICO</i>			
60	0.20	554.18	623.45	1177.62
	<i>IMPULSO DINAMICO</i>			
61	0.21	588.81	623.45	1212.26
	<i>IMPULSO DINAMICO</i>			
62	0.22	623.45	692.72	1316.17
	<i>IMPULSO DINAMICO</i>			
63	0.23	658.08	692.72	1350.80
	<i>IMPULSO DINAMICO</i>			
64	0.24	675.40	710.04	1385.44
	<i>IMPULSO DINAMICO</i>			
65	0.25	692.72	727.36	1420.08
	<i>IMPULSO DINAMICO</i>			
66	0.26	692.72	761.99	1454.71
	<i>IMPULSO DINAMICO</i>			
67	0.27	727.36	761.99	1489.35
	<i>IMPULSO DINAMICO</i>			
68	0.28	761.99	796.63	1558.62
	<i>IMPULSO DINAMICO</i>			
69	0.29	796.63	831.26	1627.89
	<i>IMPULSO DINAMICO</i>			
70	0.30	831.26	831.26	1662.53
	<i>IMPULSO DINAMICO</i>			
71	0.31	831.26	865.90	1697.16
	<i>IMPULSO DINAMICO</i>			
72	0.32	831.26	900.54	1731.80
	<i>IMPULSO DINAMICO</i>			
73	0.33	865.90	900.54	1766.44
	<i>IMPULSO DINAMICO</i>			
74	0.15	173.18	259.77	432.95
	<i>IMPULSO DINAMICO</i>			

75	0.21	415.63	484.90	900.54
	<i>IMPULSO DINAMICO</i>			
76	0.27	623.45	692.72	1316.17
	<i>IMPULSO DINAMICO</i>			
77	0.25	484.90	554.18	1039.08
	<i>IMPULSO DINAMICO</i>			
78	0.28	623.45	623.45	1246.90
	<i>IMPULSO DINAMICO</i>			
79	0.31	692.72	692.72	1385.44
	<i>IMPULSO DINAMICO</i>			
80	0.33	727.36	727.36	1454.71
	<i>IMPULSO DINAMICO</i>			
81	0.34	1039.08	519.54	1558.62
	<i>IMPULSO DINAMICO</i>			
82	0.35	692.72	900.54	1593.26
	<i>IMPULSO DINAMICO</i>			
83	0.36	831.26	831.26	1662.53
	<i>IMPULSO DINAMICO</i>			
84	0.37	865.90	865.90	1731.80
	<i>IMPULSO DINAMICO</i>			
85	0.38	900.54	865.90	1766.44
	<i>IMPULSO DINAMICO</i>			
86	0.39	900.54	865.90	1766.44
	<i>IMPULSO DINAMICO</i>			
87	0.40	865.90	831.26	1697.16
	<i>IMPULSO DINAMICO</i>			
88	0.41	900.54	831.26	1731.80
	<i>IMPULSO DINAMICO</i>			
89	0.42	900.54	865.90	1766.44
	<i>IMPULSO DINAMICO</i>			
90	0.43	969.81	831.26	1801.07
	<i>IMPULSO DINAMICO</i>			
91	0.44	900.54	900.54	1801.07
	<i>IMPULSO DINAMICO</i>			
92	0.45	900.54	935.17	1835.71
	<i>IMPULSO DINAMICO</i>			
93	0.40	623.45	692.72	1316.17
94	0.35	519.54	588.81	1108.35
95	0.30	381.00	484.90	865.90
96	0.30	381.00	484.90	865.90
97	0.25	259.77	415.63	675.40
98	0.21	173.18	311.72	484.90
99	0.15	17.32	173.18	190.50
100	0.10	0.00	0.00	0.00

Tabella 2-1. Tabella riassuntiva della storia di carico.

Come si può notare dalla tabella precedente i 5 picchi di carico totale sono pari rispettivamente a:

- 554.18 kN per la prima fase di carico;
- 761.99 kN per la seconda fase di carico;
- 1212.26 kN per la terza fase di carico;
- 1766.44 kN per la quarta fase di carico;
- 1835.71 kN per la quinta fase di carico.

Va sottolineato come sia le variazioni di carico per step sia le variazioni di spostamenti duali ai martinetti per step non siano stati costanti all'interno dei singoli cicli di carico-scarico, se non per gli spostamenti ai martinetti del primo ciclo.

Questo è stato dovuto alle condizioni non semplici di esecuzione di una prova a grandezza reale su un'effettiva trave da ponte, che ha obbligato ad agire sulle pressioni dei martinetti manualmente non potendo disporre di sistemi di applicazione del carico a controllo continuo tipicamente impiegati in laboratorio per prove su scale minori.



Figura 2-17. Immagine della trave durante la prova sperimentale sotto massimo carico, da documentazione fotografica di prova.

2.6 Sistemi di monitoraggio

Per monitorare il comportamento meccanico, durante la prova, della trave da ponte in c.a.p. di luce 34.6 m sono state acquisite le seguenti tipologie di dati per ogni step:

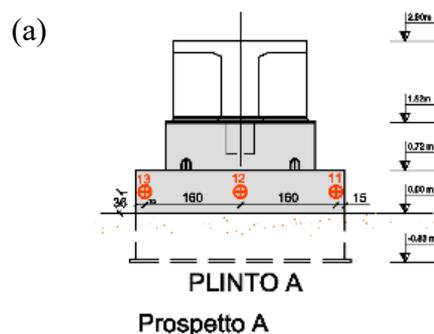
- letture di carico ai martinetti A e B, tramite manometro collegato al circuito idraulico;
- misure di spostamento, ottenute attraverso differenti sistemi di monitoraggio e in molteplici punti della trave;
- misure di deformazione, ottenute per mezzo di estensimetri LVDT (linear variable differential transformer) e strain gauges;
- misure di accelerazioni e frequenze, ottenute attraverso accelerometri triassiali;
- misure di rotazioni, ottenute tramite inclinometri biassiali MEMS (micro electro mechanical systems).

2.6.1 Monitoraggio topografico degli spostamenti

Un primo set di misure degli spostamenti è stato ricavato a partire dall'impiego di un sistema di monitoraggio topografico costituito da 3 stazioni totali robotizzate e 26 mire topografiche su trave e plinti di fondazione come riportato nella seguente Figura 2-18.

Le mire topografiche 11, 12, 13 disposte trasversalmente rispetto alla trave e 4, 3, 5 disposte invece longitudinalmente sono state posizionate sul plinto A e come le loro rispettive simmetriche 11', 12', 13', 4', 3', 5' sul plinto B sono servite a monitorare gli abbassamenti di quest'ultimi.

In questa maniera grazie anche alle misure di abbassamento delle mire 2 e 2' posizionate sulla trave in corrispondenza degli appoggi è stato possibile depurare le misure di abbassamento per ogni step dai cedimenti dei plinti e dalla deformazione degli appoggi costituiti da fogli di neoprene di 3 cm.



(b)

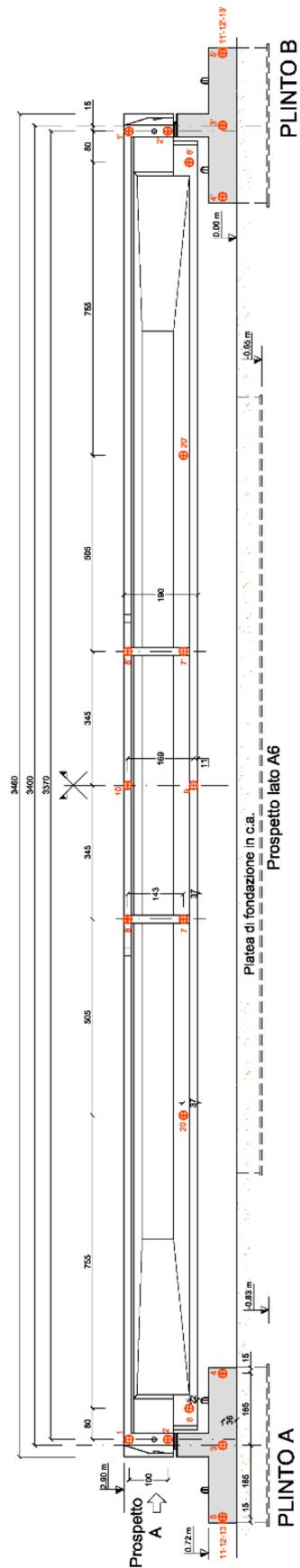


Figura 2-18. a), b) Schemi delle mire topografiche su trave e plinti tratto da “Report Finale Prove di carico sulle travi in C.A.P. di luce 34.60 m ed in C.A. di luce 25.90 m. AUTOSTRADA A6 TORINO-SAVONA”^[17].

2.6.2 Monitoraggio con flessimetri degli spostamenti

Un secondo set di misure degli spostamenti è stato ottenuto tramite l'impiego di flessimetri potenziometrici da 10 Hz di frequenza, i quali sfruttano il movimento del cursore che va a variare la resistenza del circuito per eseguire letture di spostamento a partire dalla tensione in uscita.

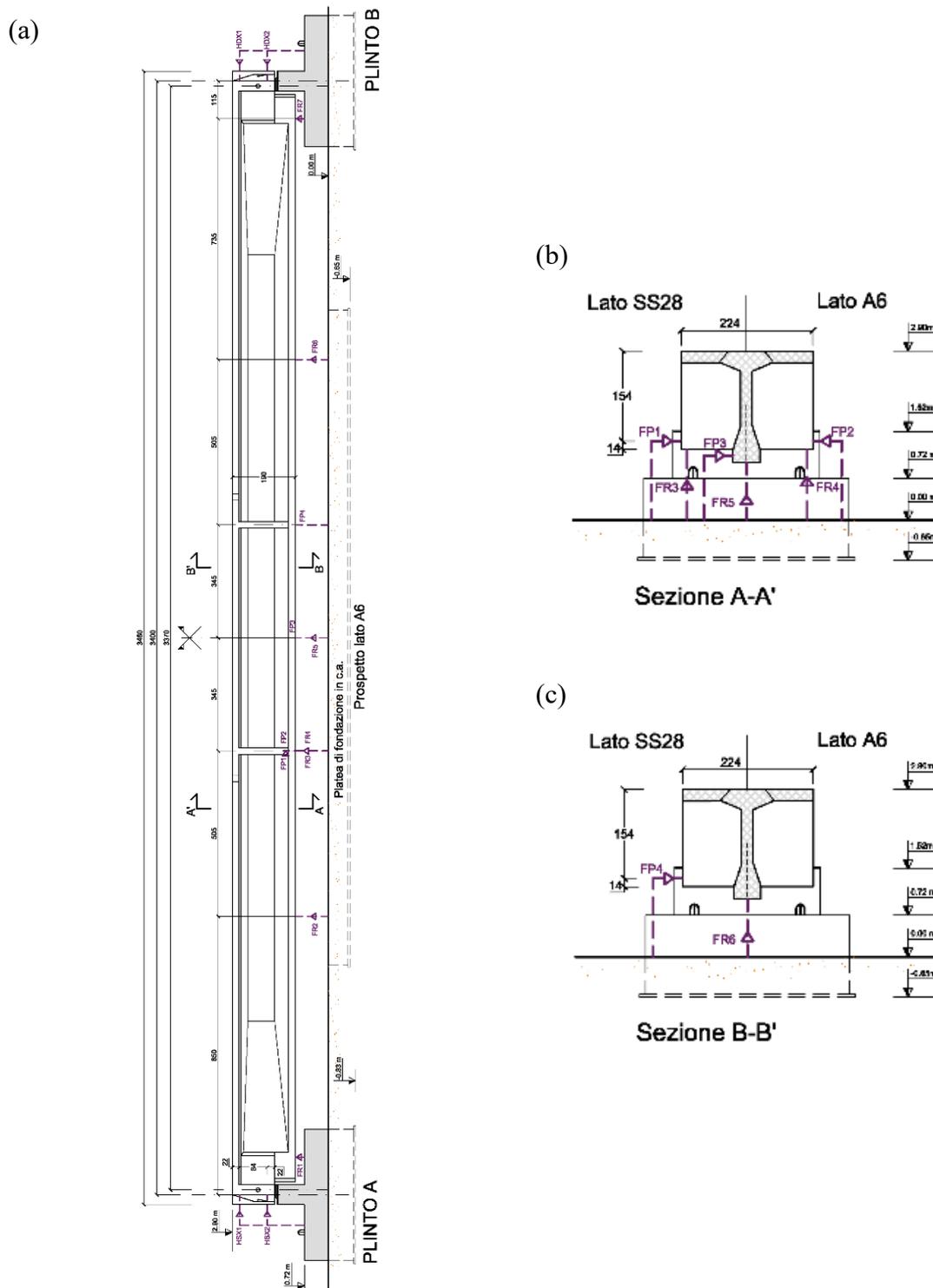


Figura 2-19. a), b), c) Schemi di posizionamento dei flessimetri tratto da "Report Finale Prove di carico sulle travi in C.A.P. di luce 34.60 m ed in C.A. di luce 25.90 m. AUTOSTRADA A6 TORINO-SAVONA"^[17].

In particolare, i flessimetri: FR1, FR2, FR5, FR6 e FR7 posizionati lungo l'intradosso in corrispondenza dell'asse di simmetria della sezione hanno permesso di misurare gli abbassamenti della trave. Mentre FR3 e FR4 gli abbassamenti di uno dei due traversi di campata.

I flessimetri: HSX1, HSX2, HDX1 e HDX2 sono stati invece utili al rilievo degli spostamenti orizzontali essendo piazzati in asse all'anima della trave in corrispondenza degli appoggi (vedi Figura 2-19).

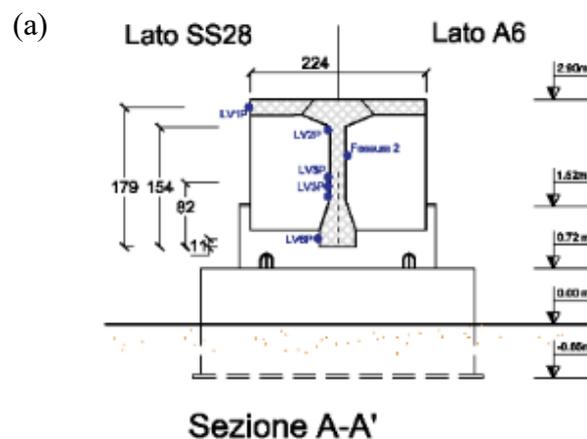
Infine, i flessimetri FP1, FP2, FP3 e FP4 hanno permesso di rilevare gli spostamenti trasversali di trave e traversi di campata.

2.6.3 Monitoraggio con strain gauge e LVDT

Con il fine di ricostruire le curvature di quattro differenti sezioni in posizioni simmetriche rispetto alla mezzeria e il quadro deformativo, sono stati posizionati sulla trave 4 allineamenti di estensimetri LVDT (per un totale di 16 sensori), 2 estensimetri LVDT disposti verticalmente e 2 estensimetri LVDT ortogonali rispettivamente a una fessura da taglio e a una fessura flessionale formatesi nel 3° ciclo di carico.

Inoltre, con l'obiettivo di quantificare la deformazione del cavo 1 nella sezione di mezzeria durante la prova di carico, è stato posto su di esso successivamente alla rimozione di una parte del calcestruzzo di intradosso trave uno strain gauge.

Si specifica inoltre la base di misura degli LVDT necessaria a convertire gli spostamenti misurati in deformazioni medie pari a 400 mm e la frequenza di campionamento di 10 Hz di estensimetri e strain gauge utilizzati.



2.6.4 Monitoraggio con inclinometri biassiali e accelerometri triassiali

Sulla trave come ulteriore sensoristica utili al monitoraggio rispettivamente dei valori di rotazione e di accelerazione erano presenti 5 inclinometri biassiali MEMS (micro-electro-mechanical-systems) e 5 accelerometri triassiali. Questi hanno trovato posizionamento lungo l'anima della trave alle seguenti sezioni a partire dal bordo lato plinto A: 1.3 m, 8.8 m, 17.17 m, 25.8 m, 33.3 m.

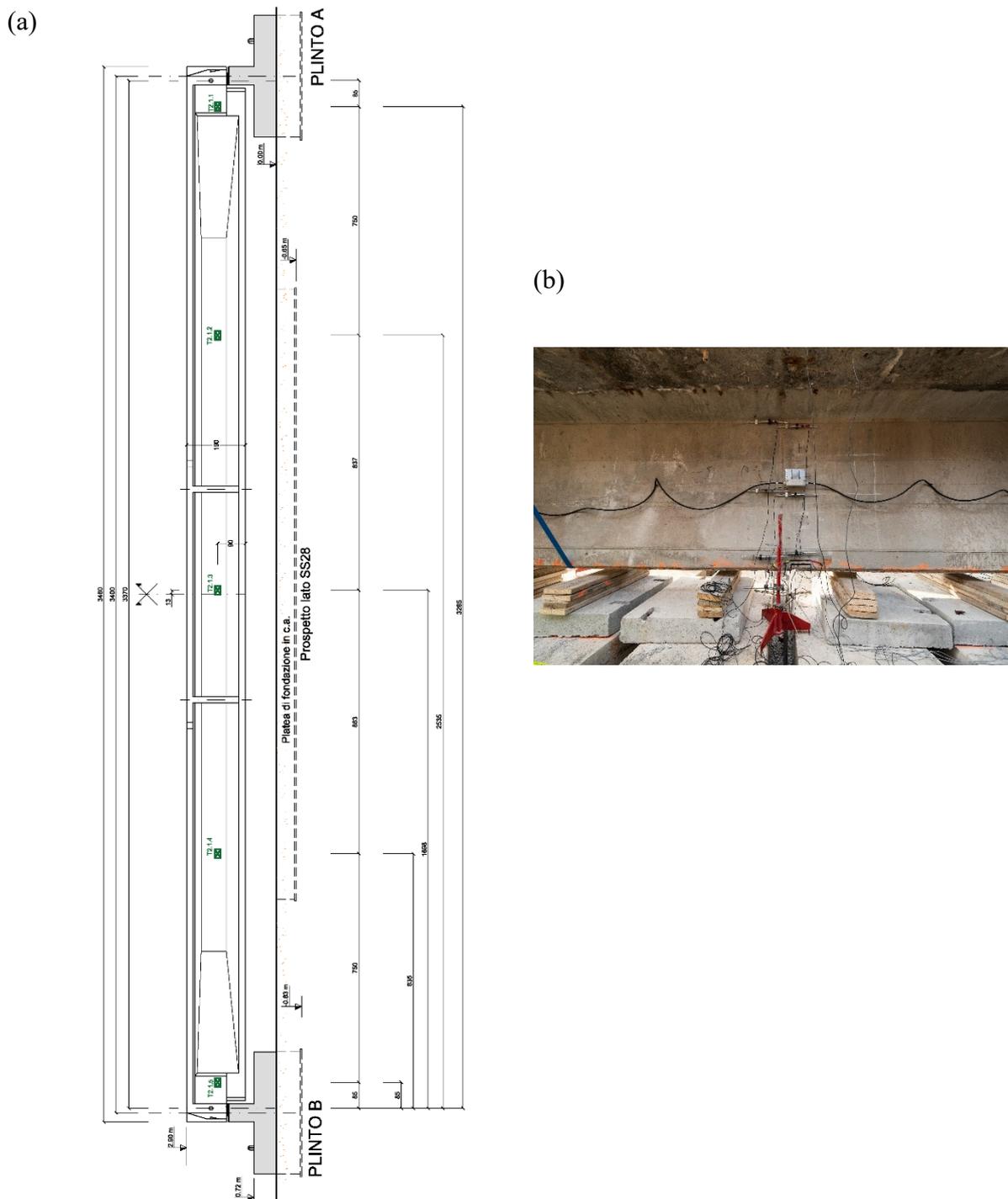


Figura 2-21. a) Schema di posizionamento di inclinometri e accelerometri. b) Immagine sensoristica posizionata nella sezione di mezzeria. Tratti da “Report Finale Prove di carico sulle travi in C.A.P. di luce 34.60 m ed in C.A. di luce 25.90 m. AUTOSTRADA A6 TORINO-SAVONA”^[17].

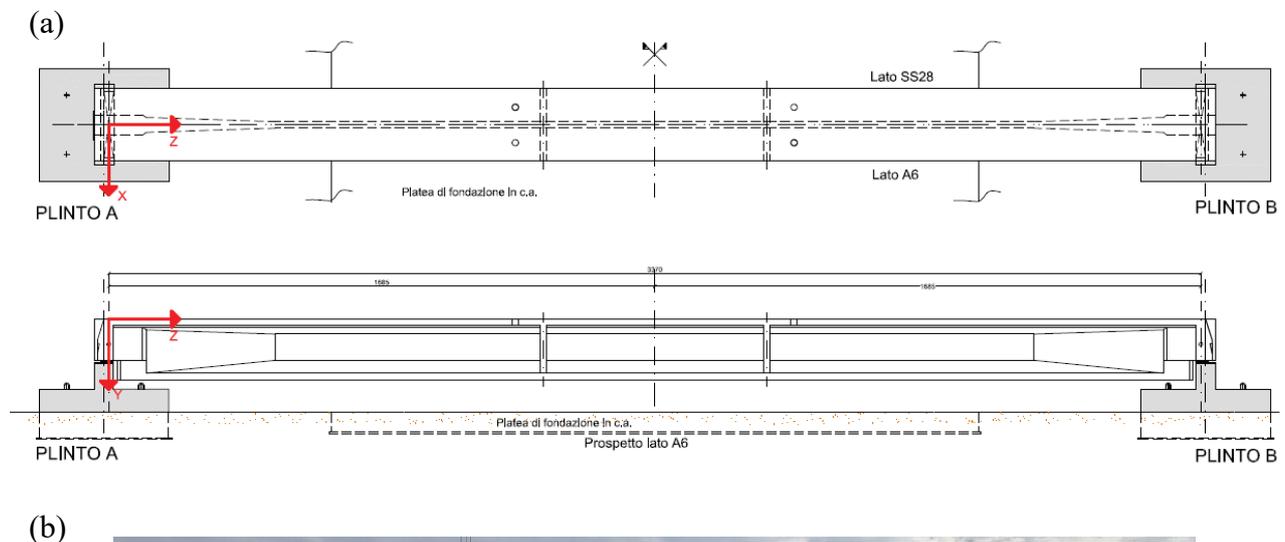
2.7 Risultati della prova di carico

2.7.1 Descrizione del comportamento meccanico

La trave durante la prova, come si poteva prevedere dallo schema statico in semplice appoggio, dalla condizione di carico su 2 punti (martinetti A e B) in posizione simmetrica rispetto alla mezzeria in asse con l'anima e dalla forma simmetrica della sezione trasversale, ha manifestato un comportamento meccanico di flessione retta nel piano Y-Z (vedi Figura 2-22 a-b).

Per quanto concerne la risposta tenso deformativa e il quadro fessurativo, nel tratto compreso tra i due martinetti in cui il momento sollecitante è quasi costante e il taglio (sua derivata) quasi nullo si sono osservate fessure verticali (90°) a partire dall'intradosso, spostandoci invece nei tratti ben più lunghi compresi tra appoggio e martinetti, dove i 9 cavi variano notevolmente la loro inclinazione, le fessure ruotano per effetto del taglio e raggiungono una minima inclinazione di 30° .

Il carico totale massimo raggiunto nel picco del 5° ciclo di carico-scarico risulta pari a 1835.7 kN a cui corrisponde una freccia massima di 45.9 cm, la freccia plastica a prova terminata invece risulta pari a 10.5 cm.



(c)



(d)



Figura 2-22. a) Schema del sistema di riferimento adottato. b) Deformata della trave sotto carico massimo. c) Fessure tra appoggio e traverso di campata. d) Fessure in mezzzeria. Tratti da “*Report Finale Prove di carico sulle travi in C.A.P. di luce 34.60 m ed in C.A. di luce 25.90 m. AUTOSTRADA A6 TORINO-SAVONA*”^[17].

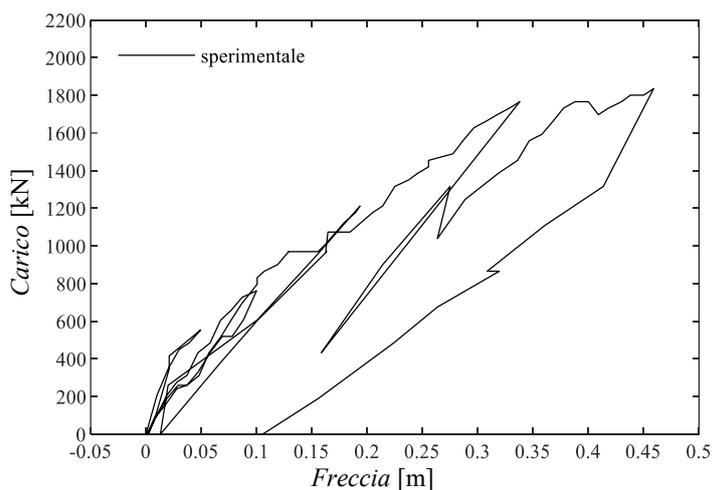


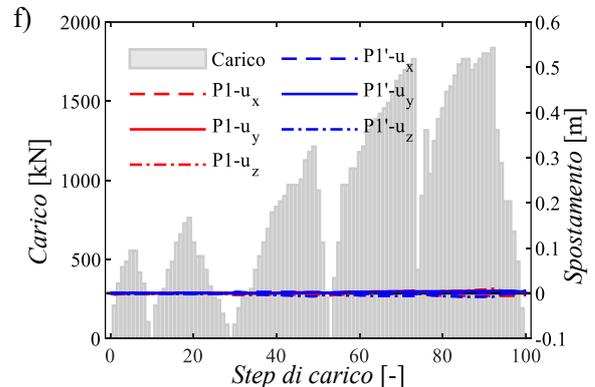
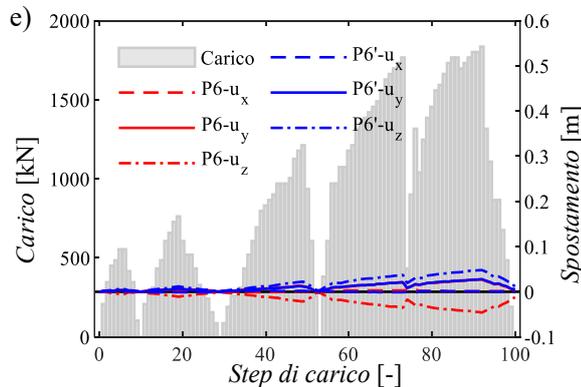
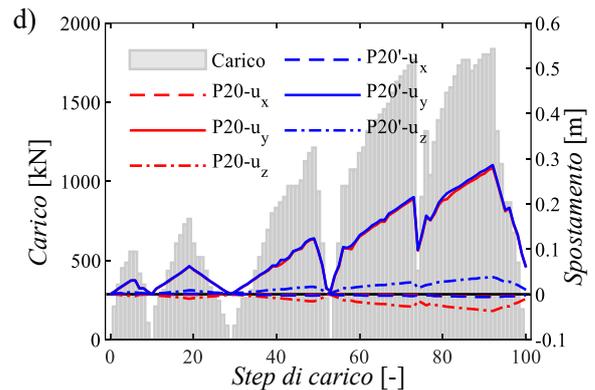
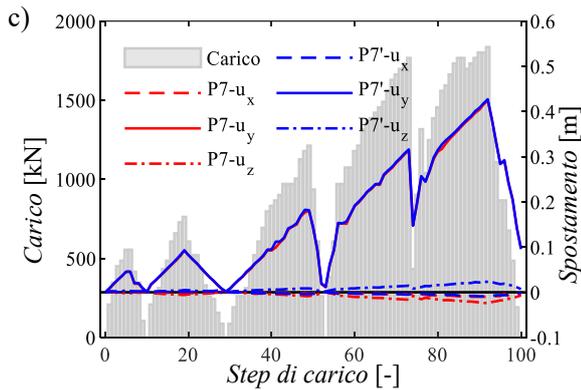
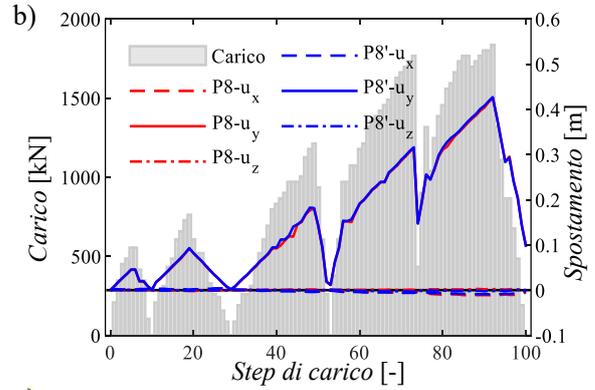
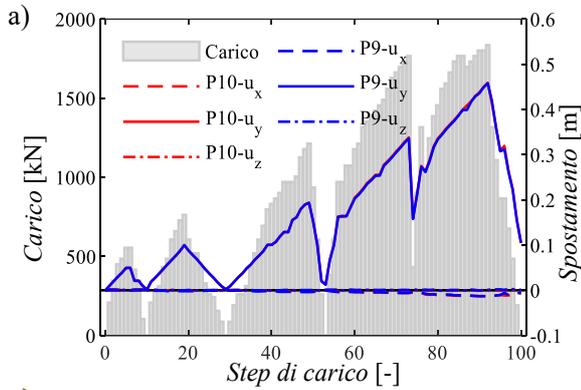
Figura 2-23. Grafico freccia in mezzzeria-carico totale della prova sperimentale.

2.7.2 Spostamenti da mire topografiche

Di seguito vengono commentati ed esposti i risultati ottenuti dalla prova in termine di spostamenti misurati con l'impiego delle mire topografiche. In accordo con il sistema di riferimento adottato (presente in Figura 2-22) u_x , u_y e u_z rappresentano rispettivamente gli spostamenti trasversali, verticali e longitudinali della trave.

È importante sottolineare come gli spostamenti verticali presentati di seguito siano stati depurati di quelli agli appoggi così da renderli relativi al solo comportamento tenso-deformativo della trave.

Viene inoltre fatto notare come siano praticamente assenti spostamenti trasversali per via del comportamento flessionale planare della trave e come in virtù sempre di quest'ultimo le mire P1 e P1' posizionate ai lembi superiori in corrispondenza dei plinti A e B si avvicinano, mentre P2 e P2' posizionate ai lembi inferiori si allontanino, segno di un'avvenuta rotazione nei punti di appoggio.



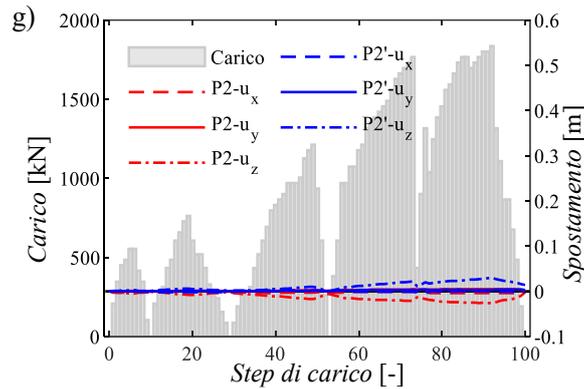


Figura 2-24. Grafici step-spostamenti delle mire topografiche sulla trave.

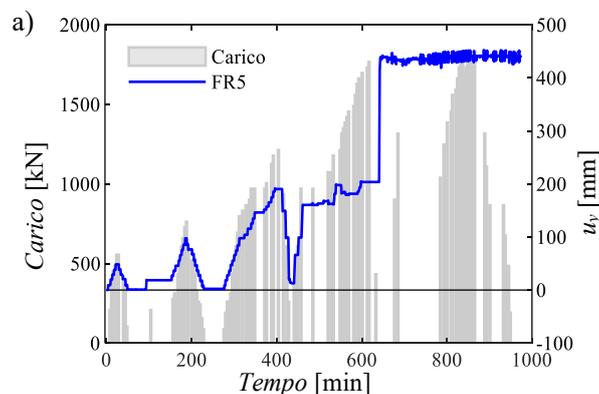
2.7.3 Spostamenti da flessimetri potenziometrici

Di seguito vengono riportati gli spostamenti misurati dai flessimetri in funzione del tempo di prova, in particolare è possibile osservare la freccia in mezzzeria data dal flessimetro nominato FR5 coerente con le misurazioni topografiche, le frecce FR2 e FR6 lungo la campata che si interrompono al 4° ciclo di carico e le frecce in prossimità degli appoggi FR1 e FR7.

I risultati sono utili a confermare i valori ottenuti tramite la strumentazione topografica anche se non sono stati successivamente oggetto di un confronto con gli spostamenti verticali del modello numerico (si è preferito impiegare le misure relative alle mire) per via di alcuni dati vacanti.

I flessimetri potenziometrici HSX1 e HDX1 mostrano spostamenti longitudinali uguali e opposti di segno, indicando un accorciamento delle fibre superiori, mentre i flessimetri HSX2 e HDX2 segnalano un uguale allontanamento in linea con l'allungamento delle fibre in intradosso trave.

Per quanto concerne gli spostamenti trasversali le misure dei flessimetri potenziometrici FP1, FP2 e FP4 risultano attendibili sino alla metà del 3° ciclo di carico subendo successivamente delle interferenze.



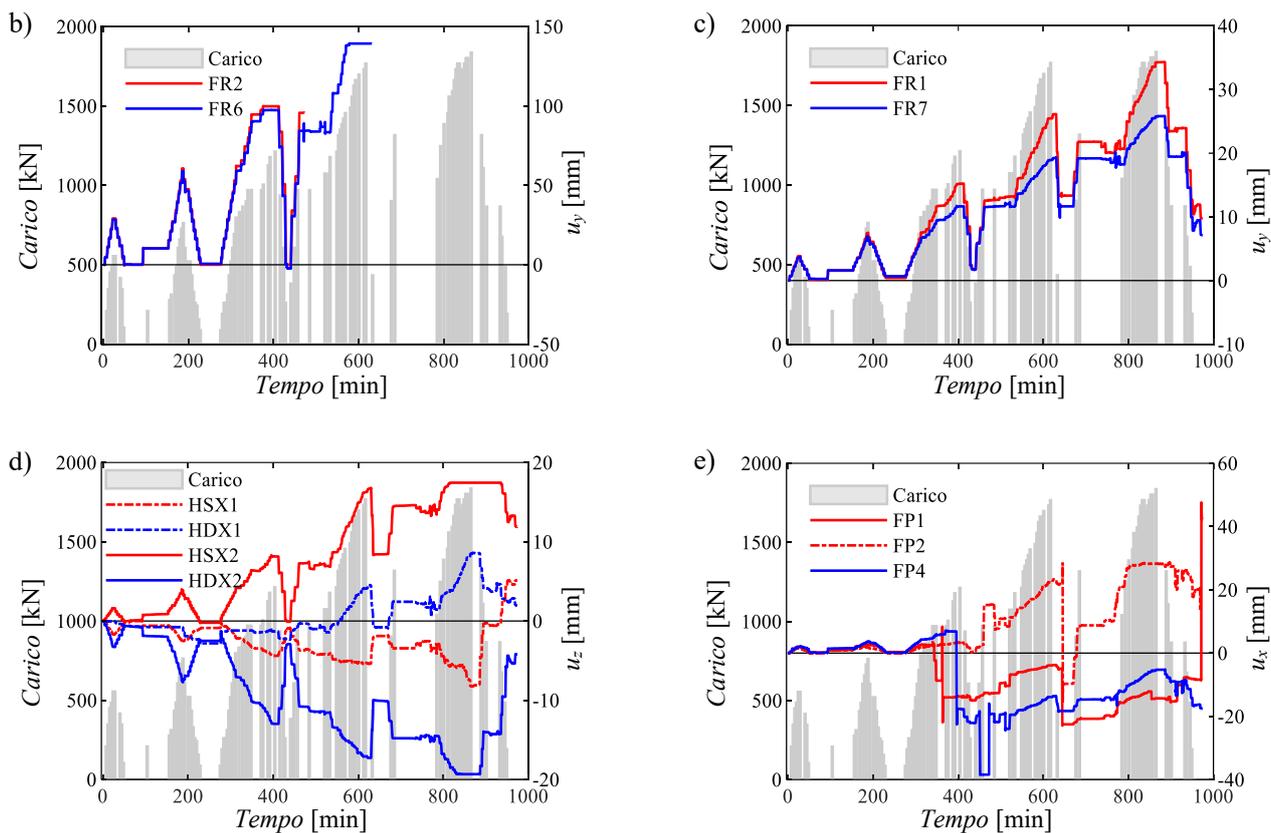
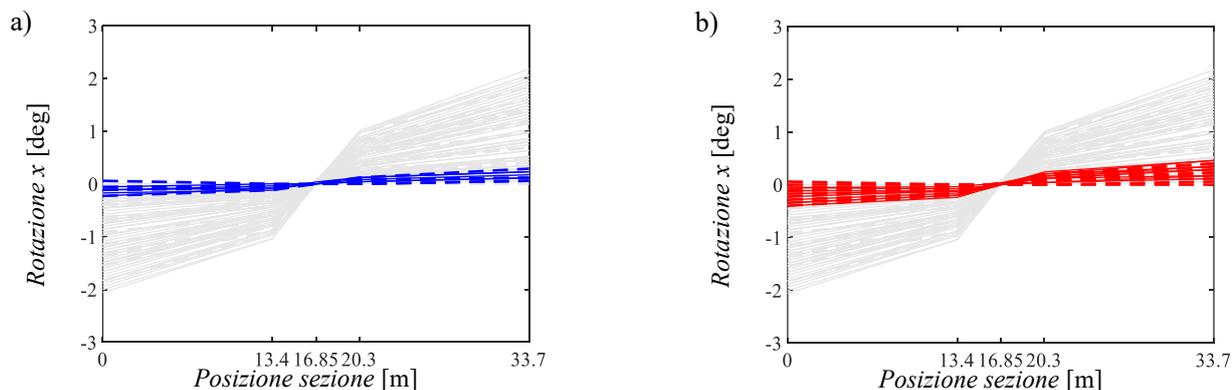


Figura 2-25. a), b), c) Grafici tempo-spostamenti verticali flessimetri. d) Grafico tempo-spostamenti longitudinali flessimetri. e) Grafico tempo-spostamenti trasversali flessimetri.

2.7.4 Rotazioni della trave

In Figura 2-26 vengono riportate le rotazioni flessionali (positive antiorarie) della trave in funzione della variabile Z per ognuno dei 5 cicli di carico-scarico; queste sono state ottenute a partire dalla differenza tra gli spostamenti orizzontali delle mire P1-P2, P8-P7, P10-P9, P8'-P7', P1'-P2' e dalla loro distanza verticale. È possibile osservare un aumento della rotazione durante l'avanzamento della prova, che nella sezione di mezzeria continua a registrare valori nulli mentre agli estremi della trave raggiunge il picco dei 2°



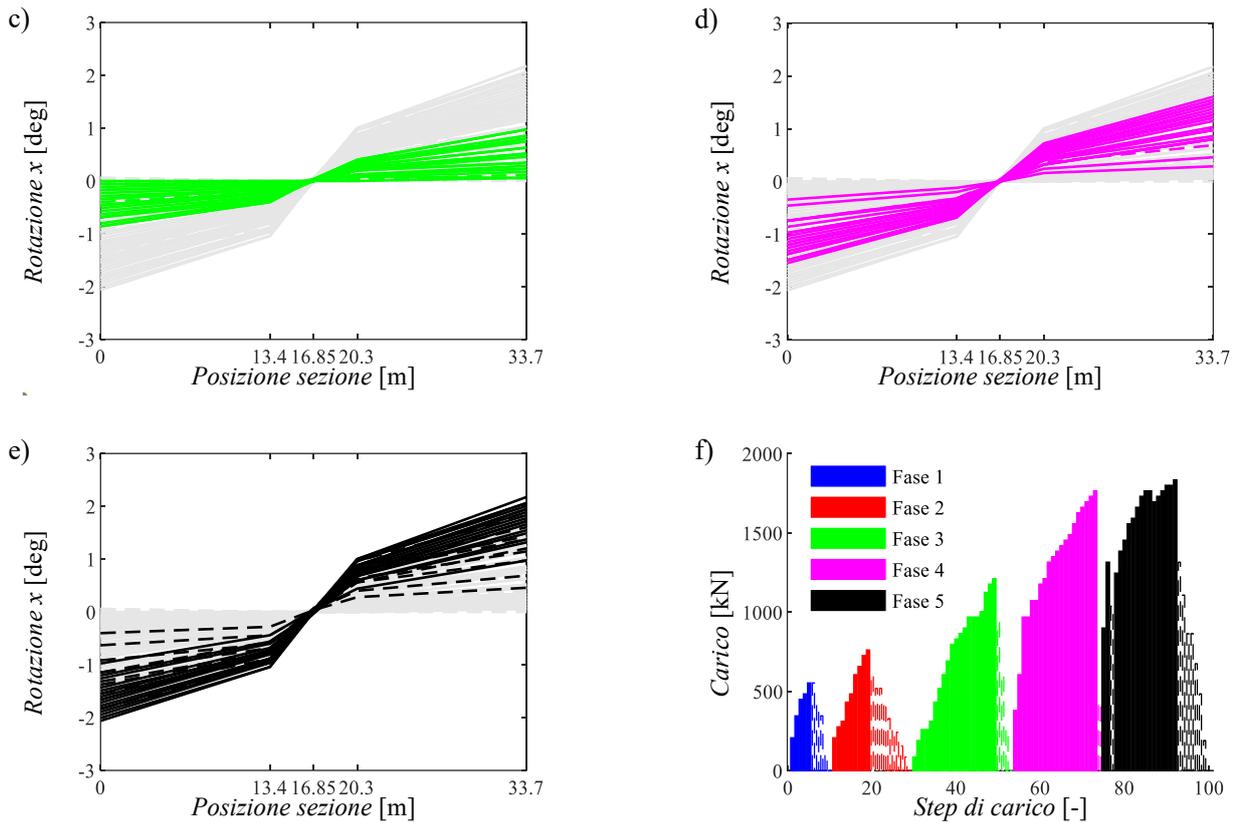


Figura 2-26. a), b), c), d), e) Grafici Z-rotazione flessionale per i diversi cicli di carico-scarico.

f) Grafico step-carico totale.

2.7.5 Curvature sezionali, apertura delle fessure e deformazione del cavo 1

A partire dagli spostamenti misurati con gli estensimetri LVDT (linear variable differential transformer) dividendoli per la base di misura pari a 400 mm è stato possibile ricavare le misure di deformazione media nei 4 punti di ciascuno degli allineamenti di sensori LVDT. Di seguito vengono quindi riportati i valori di deformazione in direzione Z, assumendo positiva quella di trazione, per le sezioni a 9.4 m, 16.8 m, 16.9 m 24.3 m dall'appoggio lato plinto A.

Per la prima sezione è andata persa durante la prova la misura di LV1 ovvero l'estensimetro più in alto. In generale i valori sono fortemente influenzati dalla possibilità per l'estensimetro di intercettare o meno una fessura e in caso positivo dalla sua ampiezza come sottolinea la relazione^[17].

Dai grafici rappresentanti le curvature per le quattro sezioni, precedentemente elencate, durante le diverse fasi di carico-scarico emerge un asse neutro (luogo in cui le tensioni risultano nulle) sempre al di sotto dei primi 20 cm della soletta, la quale risulta sempre interamente soggetta a compressione.

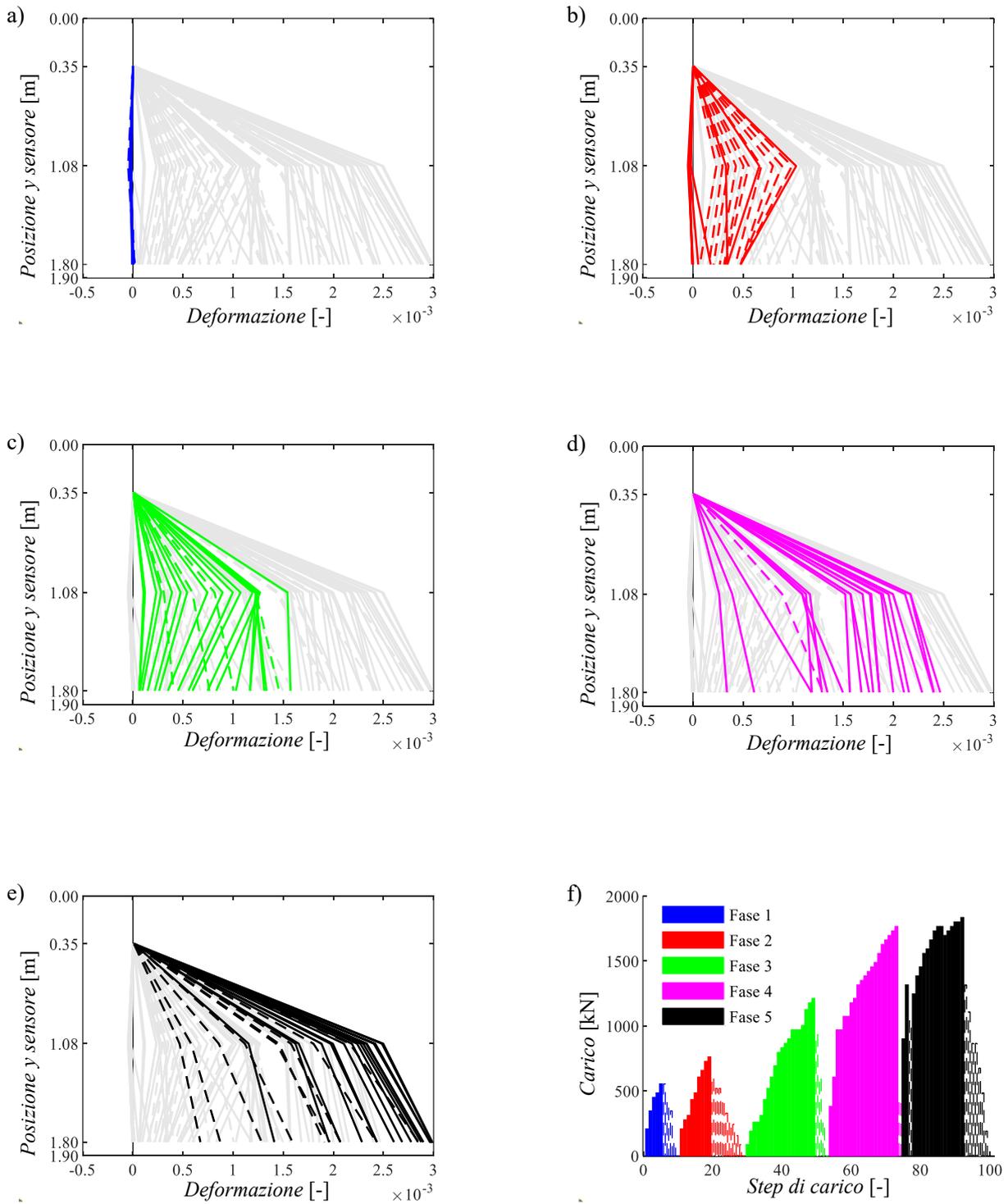


Figura 2-27. a), b), c), d), e) Grafici deformazione-quota LVDT per i diversi cicli di carico-scarico nella sezione $Z = 9.4$ m.
 f) Grafico step-carico totale.

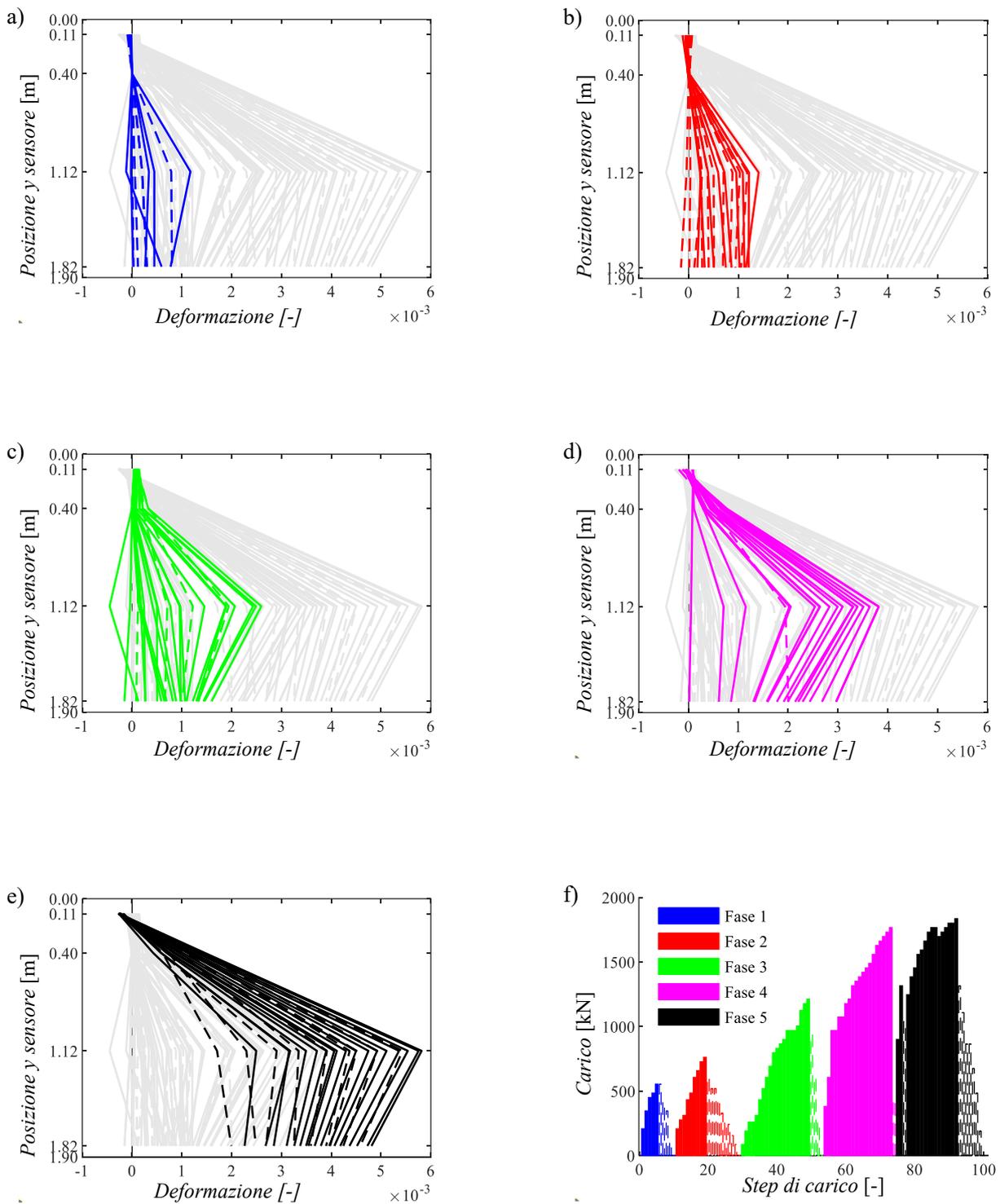


Figura 2-28. a), b), c), d), e) Grafici deformazione-quota LVDT per i diversi cicli di carico-scarico nella sezione $Z = 16.8$ m.

f) Grafico step-carico totale.

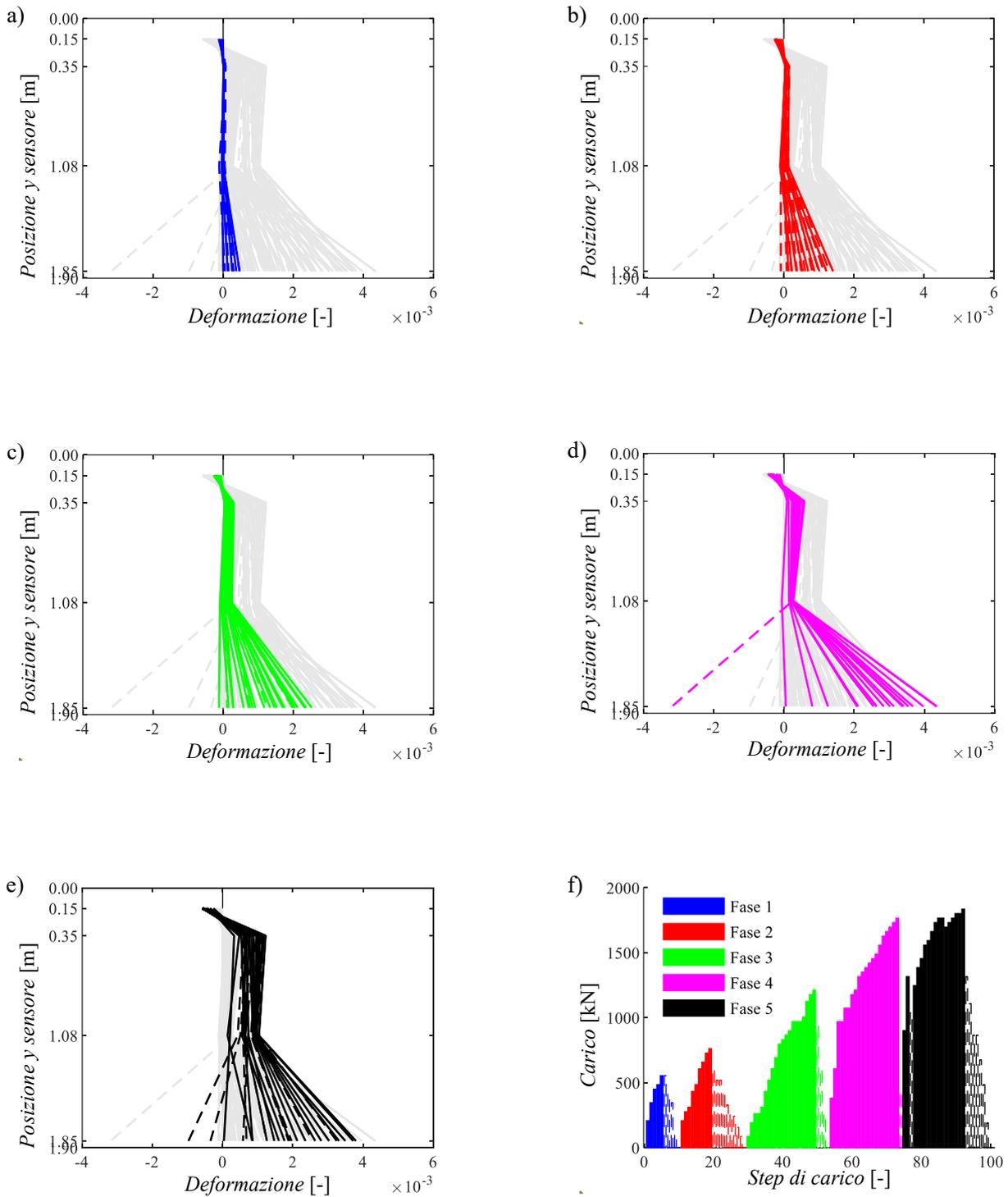


Figura 2-29. a), b), c), d), e) Grafici deformazione-quota LVDT per i diversi cicli di carico-scarico nella sezione Z = 16.9 m.
f) Grafico step-carico totale.

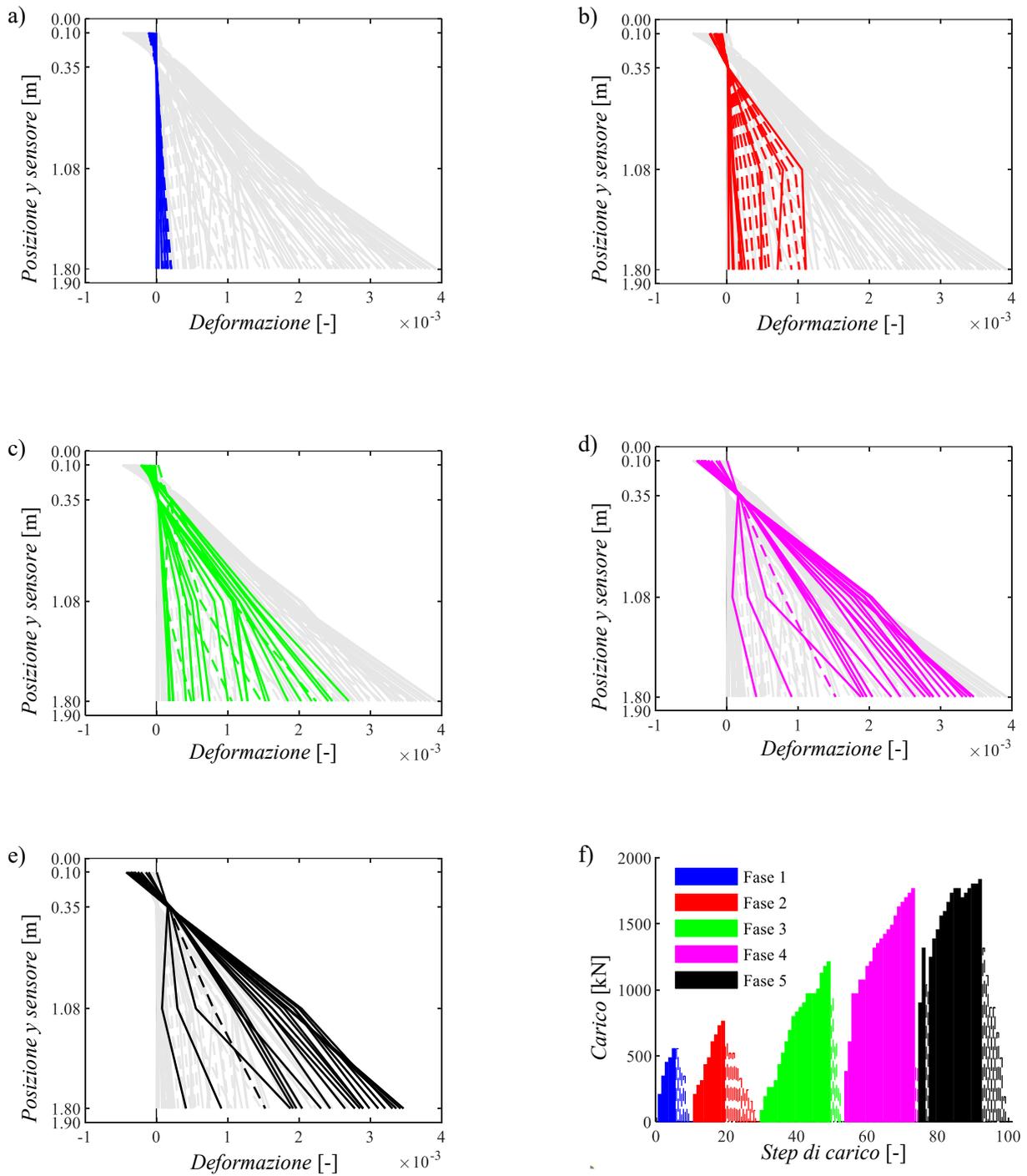


Figura 2-30. a), b), c), d), e) Grafici deformazione-quota LVDT per i diversi cicli di carico-scarico nella sezione $Z = 24.3$ m.
 f) Grafico step-carico totale.

Le fessure 1 e 2, comparse nella terza fase di carico dovute rispettivamente a flessione e taglio e monitorate con estensimetri LVDT, hanno raggiunto un'apertura massima di 3 mm per la prima e 1.2 mm per la seconda in corrispondenza del carico massimo.

Per quanto concerne il monitoraggio della deformazione del cavo 1 in mezzeria lo strain gauge posizionato ha misurato i seguenti valori nel tempo:

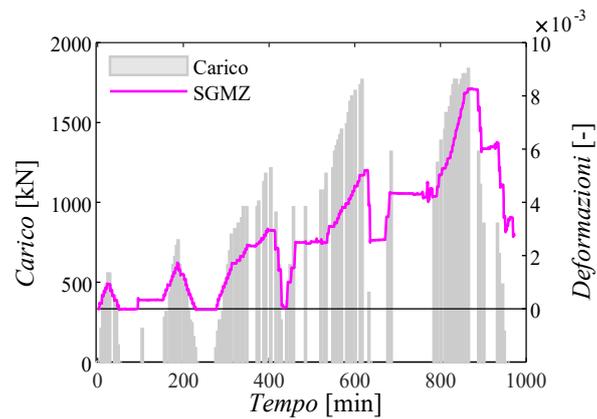


Figura 2-31. Grafico tempo-deformazione cavo 1 nella sezione di mezzeria.

2.8 Prove di laboratorio sui materiali

Terminata la prova di carico sono stati eseguiti dei campionamenti sui materiali costituenti la trave in c.a.p. in particolare sono state prelevate:

- 7 carote dall'anima della trave prefabbricata,
- 6 carote dalla soletta gettata in opera,
- 1 carota da un traverso di campata gettato in opera,

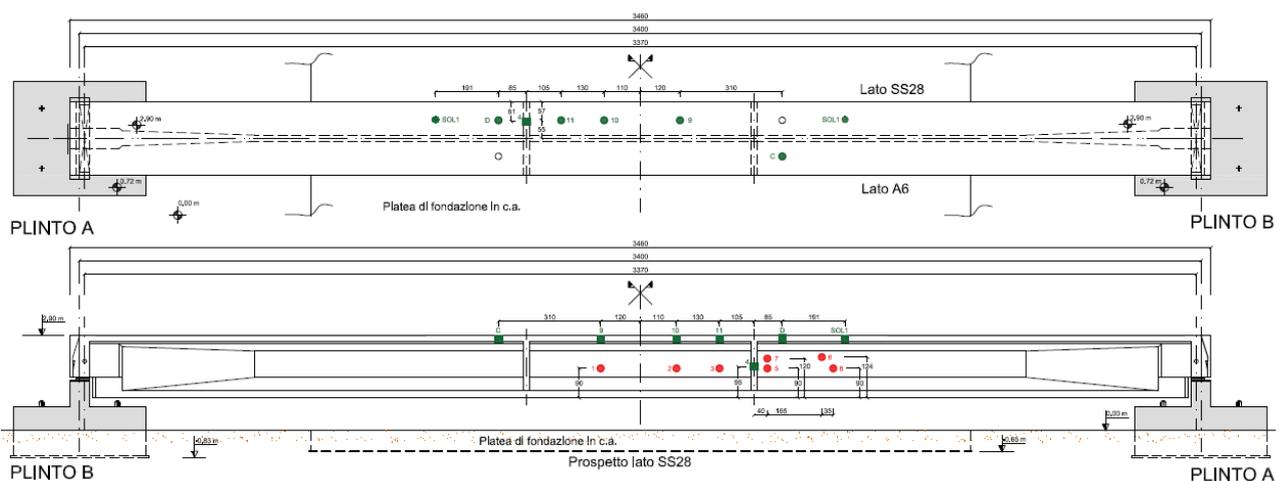
per quando riguarda le due tipologie di calcestruzzo con il fine di determinare $f_{c, is}$ ovvero la resistenza cilindrica a compressione in situ e $E_{c, s}$ ovvero il modulo elastico secante stabilizzato; mentre sono stati estratti:

- 8 campioni di barre d'armatura ad aderenza migliorata

appartenenti all'acciaio dell'armatura lenta longitudinale, dell'armatura a taglio d'anima e dell'armatura di soletta, con il fine di identificare la tensione di snervamento f_y , la resistenza a trazione f_t , e la deformazione ultima ϵ_{II} .

La figura seguente riporta i punti di prelievo dei 14 provini di calcestruzzo e degli 8 campioni d'armatura lenta, che sono stati successivamente preparati e testati con prove distruttive in laboratorio autorizzato nel rispetto delle indicazioni date dalla normativa.

(a)



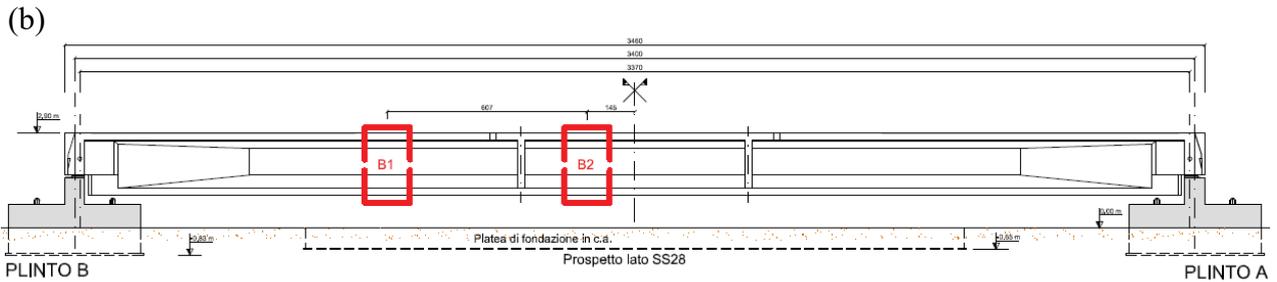


Figura 2-32. a) Schema dei punti di prelievo delle carote di calcestruzzo. b) Schema delle zone di prelievo dei campioni d'armatura ordinaria. Tratti da "Report Finale Prove di carico sulle travi in C.A.P. di luce 34.60 m ed in C.A. di luce 25.90 m. AUTOSTRADA A6 TORINO-SAVONA"^[17].

Prima di passare a un'analisi statistica dei risultati delle prove di laboratorio riguardanti i valori di resistenza delle carote in calcestruzzo, la relazione di prova^[17] sottolinea come in accordo con la normativa EN 13791:2021^[18] la tensione massima dei provini σ_{max} sia stata convertita nella resistenza cilindrica a compressione in situ $f_{c,is}$, per mezzo del fattore di disturbo F_d (assunto pari a 1 per resistenze della carota superiori a 40 MPa) e del fattore di snellezza k_f .

$$f_{c,is} = F_d \cdot k_f \cdot \sigma_{max} \quad (2.4)$$

$$k_f = 0.83 + \left[\left(\frac{l}{d} - 1 \right) \cdot (1 - 0.83) \right] \quad (2.5)$$

con d = diametro carota

l = lunghezza carota

I valori di resistenza cilindrica a compressione in situ e di modulo elastico secante per il calcestruzzo come quelli di tensione di snervamento, resistenza a trazione e deformazione ultima per l'acciaio d'armatura lenta, sono stati quindi sottoposti a un'analisi statistica, come riporta la relazione^[17], in modo da tenere conto dell'incertezza intrinseca della variabile oggetto di studio e dell'incertezza dovuta a un numero di osservazioni limitato.

È stata quindi adottata, in accordo con l'Eurocodice 2^[19], una distribuzione log-normale per le proprietà sopra elencate, ovvero una distribuzione normale per il logaritmo naturale Y della proprietà X oggetto di studio, $Y = \ln(X)$, e si sono calcolati la media μ_Y e la deviazione standard σ_Y .

$$\mu_Y = \ln(\mu_X) - \frac{1}{2} \ln(V_X^2 + 1) \quad (2.6)$$

$$\sigma_Y = \sqrt{\ln(V_X^2 + 1)} \quad (2.7)$$

A partire dalle equazioni (2.6) e (2.7) invertendole si sono potuti ricavare: la media μ_X , la deviazione standard σ_X e il coefficiente di variazione V_X (pari al rapporto tra la seconda e la prima) delle singole proprietà dei materiali.

I valori caratteristici X_k sono poi stati ricavati con l'equazione (2.8) in cui il coefficiente k_f è associato:

- al frattile del 5% per le resistenze e posto pari a -1.645,
- al frattile del 10% per la deformazione ultima dell'acciaio e posto pari a -2.326.

$$X_k = \mu_X \cdot e^{k_f \cdot V_X} \quad (2.8)$$

Vengono riportate di seguito le tabelle riassuntive delle proprietà di calcestruzzo e acciaio, con i valori presi dalla relazione di prova^[17] e ottenuti come spiegato precedentemente.

	Valore medio $\mu_{f_{c,is}}$ [MPa]	Deviazione standard $\sigma_{f_{c,is}}$ [MPa]	Coefficiente di variazione $V_{f_{c,is}}$ [-]	Valore caratteristico $f_{ck,is}$ [MPa]
<i>Soletta</i>	55.54	5.40	0.097	47.33
<i>Anima</i>	70.22	8.55	0.122	57.47

Tabella 2-2. Tabella dei parametri statistici della resistenza cilindrica a compressione in situ del calcestruzzo $f_{c,is}$.

	Valor medio $\mu_{E_{c,s}}$ [MPa]	Deviazione standard $\sigma_{E_{c,s}}$ [MPa]	Coefficiente di variazione $V_{E_{c,s}}$ [-]
<i>Soletta</i>	31420	2868	0.091
<i>Anima</i>	37480	2651	0.071

Tabella 2-3. Tabella dei parametri statistici del modulo elastico secante del calcestruzzo $E_{c,s}$.

	Valore medio μ_{fy} [MPa]	Deviazione standard σ_{fy} [MPa]	Coefficiente di variazione V_{fy} [-]	Valore caratteristico f_{yk} [MPa]
<i>Acciaio d'armatura lenta</i>	434.51	20.25	0.047	402.45

Tabella 2-4. Tabella dei parametri statistici della tensione di snervamento dell'acciaio d'armatura ordinaria f_y .

	Valore medio μ_{ft} [MPa]	Deviazione standard σ_{ft} [MPa]	Coefficiente di variazione V_{ft} [-]	Valore caratteristico f_{tk} [MPa]
<i>Acciaio d'armatura lenta</i>	619.34	32.27	0.052	568.47

Tabella 2-5. Tabella dei parametri statistici della resistenza a trazione dell'acciaio d'armatura ordinaria f_t .

	Valore medio $\mu_{\epsilon u}$ [%]	Deviazione standard $\sigma_{\epsilon u}$ [%]	Coefficiente di variazione $V_{\epsilon u}$ [-]	Valore caratteristico ϵ_{tk} [%]
<i>Acciaio d'armatura lenta</i>	10.72	3.61	0.337	4.89

Tabella 2-6. Tabella dei parametri statistici della deformazione ultima dell'acciaio d'armatura ordinaria ϵ_u .

3 Modello agli elementi finiti non lineare della trave

3.1 Introduzione e applicazioni delle analisi non lineari

L'impiego di analisi strutturali non lineari con il fine di indagare in maniera realistica il comportamento meccanico della struttura trova ampio spazio in tempi recenti, per via della maggiore capacità computazionale offerta dai computer e per la disponibilità di numerosi software di calcolo funzionanti e affidabili.

Le classiche metodologie di calcolo strutturale, il cui fine è quello di indagare le sollecitazioni interne quali momento flettente, taglio e sforzo normale (M , V , N) o gli spostamenti, le rotazioni e le curvature (δ , θ , χ) nonché le reazioni vincolari (R) di una struttura soggetta ad azioni esterne, in maniera più o meno forte trascurano attraverso le loro ipotesi di base il reale comportamento meccanico del materiale e della struttura in sé.

Tra queste tipologie di analisi strutturale che permettono una più rapida esecuzione dei calcoli, grazie alle loro assunzioni semplificative, possiamo elencare:

- L'analisi elastica lineare.
- L'analisi elastica con redistribuzione.
- L'analisi rigido plastica.
- Il metodo degli strut and tie.

Sebbene queste metodologie di calcolo siano collaudate e diffuse nel guidare la progettazione di nuove strutture e nel valutare la sicurezza di quelle esistenti, i risultati che forniscono approssimano il reale comportamento meccanico più vicino a quello descritto dalle analisi non lineari, come ricordato nel manuale di teoria^[20].

Così nei settori dell'ingegneria civile e ambientale di:

- progetto di nuove costruzioni: inteso come tutte le procedure volte al pianificare, dimensionare e verificare una futura struttura;

- valutazione della sicurezza sull'esistente: intesa come tutte le procedure volte a stimare la capacità ultima della struttura e progettare eventuali interventi di miglioramento/adequamento;
- ricerca: da intendere come tutte le attività il cui scopo è quello di investigare e fornire soluzioni alle problematiche del campo ingegneristico;

si è diffuso l'impiego di analisi non lineari, sicuramente più onerose nella loro definizione e complesse dal punto di vista numerico, ma capaci di tenere conto di una o di entrambe le non linearità presenti nei materiali e negli spostamenti della struttura.

Non linearità che come spiegato nel manuale di teoria del programma ATENA^[20] si dividono in due gruppi:

- Non linearità dei materiali: ovvero diagrammi costitutivi stress-strain (σ - ϵ) dei materiali in cui il modulo elastico (E) non è costante e si considerano le deformazioni plastiche.
- Non linearità geometriche: in cui si considerano i termini del secondo ordine nelle equazioni geometriche (che venivano trascurati nell'ipotesi di piccoli spostamenti), permettendo di scrivere le equazioni di equilibrio nella configurazione deformata come avviene nel caso reale.

L'impiego di tali analisi può quindi essere utile a indagare la capacità ultima di una struttura sfruttando tutte le risorse fornite dai materiali ed eventuali ridistribuzioni delle tensioni, permettendo un'ottimizzazione in fase di progetto e una riduzione del numero di interventi per quanto riguarda le strutture esistenti, con ricadute positive sia dal punto di vista economico che ambientale. Infine, permette anche di valutare con maggiore realistica il comportamento meccanico di elementi snelli in cui difficilmente l'ipotesi di equilibrio nella configurazione indeformata viene rispettata.

Il sistema di equazioni alle derivate parziali impiegato per descrivere e svolgere un'analisi strutturale non lineare si presenta, come ricorda il manuale^[20], complesso e non possiede normalmente una soluzione in forma chiusa; questo comporta l'utilizzo di metodi numerici, quale quello degli elementi finiti (FEM) in cui la struttura viene divisa in numerosi piccoli elementi che definiscono la mesh, e di algoritmi iterativi per le non linearità.

Tra le applicazioni ingegneristiche delle analisi non lineari agli elementi finiti (NLFEAs), come riportato nel testo^[16], troviamo per quanto riguarda le costruzioni in calcestruzzo armato ordinario e precompresso:

- La valutazione della sicurezza su strutture esistenti: per le quali difficilmente viene rispettata la verifica considerando le azioni da normativa vigente con un calcolo elastico lineare, essendo state progettate con codici passati.
- La valutazione della sicurezza nei confronti dell'azione sismica per mezzo di analisi push over: con modelli agli elementi finiti non lineari è possibile caricare staticamente in maniera incrementale la struttura con combinazioni di forze o di spostamenti orizzontali proporzionali ai primi modi propri di vibrare.
- La valutazione della resistenza al fuoco: alcune analisi non lineari agli elementi finiti permettono di considerare l'effetto delle alte temperature sui legami costitutivi dei materiali e il danneggiamento progressivo.
- Lo studio delle zone di discontinuità: in cui si verifica il fenomeno di propagazione delle tensioni dove non valgono l'ipotesi di Bernulli, di conservazione delle sezioni piane, e la teoria alla de Saint Venant.
- Lo studio di elementi con geometrie complesse: le analisi agli elementi finiti non lineari possono rappresentare una valida alternativa ai metodi tirante e puntone (strut and tie) i quali si limitano a risolvere l'equilibrio.
- Lo studio del quadro fessurativo e delle reali frecce: assegnando ai materiali legami costitutivi più realistici e che tengono in conto il progressivo danneggiamento le analisi non lineari sono in grado di fornire stime realistiche del quadro di fessurazione e delle frecce degli elementi.
- La valutazione della sicurezza tenendo conto degli effetti del secondo ordine: considerare il progressivo danneggiamento grazie alle non linearità dei materiali comporta una diminuzione di rigidità che unita alle non linearità geometriche permette di valutare realisticamente la risposta strutturale.

3.2 Fasi dell'analisi non lineare agli elementi finiti NLFEA

Un'analisi agli elementi finiti non lineare è nient'altro che la simulazione di un fenomeno fisico, descritto da sistemi non lineari di equazioni alle derivate parziali con condizioni al contorno risolte attraverso il metodo numerico degli elementi finiti e uno dei metodi di soluzione iterativi.

All'interno del processo di analisi è possibile individuare 3 fasi l'una consecutiva all'altra.

- Il PRE-PROCESSING: fase di costruzione del modello in cui il progettista o il ricercatore gioca un ruolo fondamentale; in particolare consiste nell'astrazione della struttura in un modello meccanico che può essere 1D, 2D, o 3D e nella discretizzazione del modello meccanico in un modello agli elementi finiti non lineare.

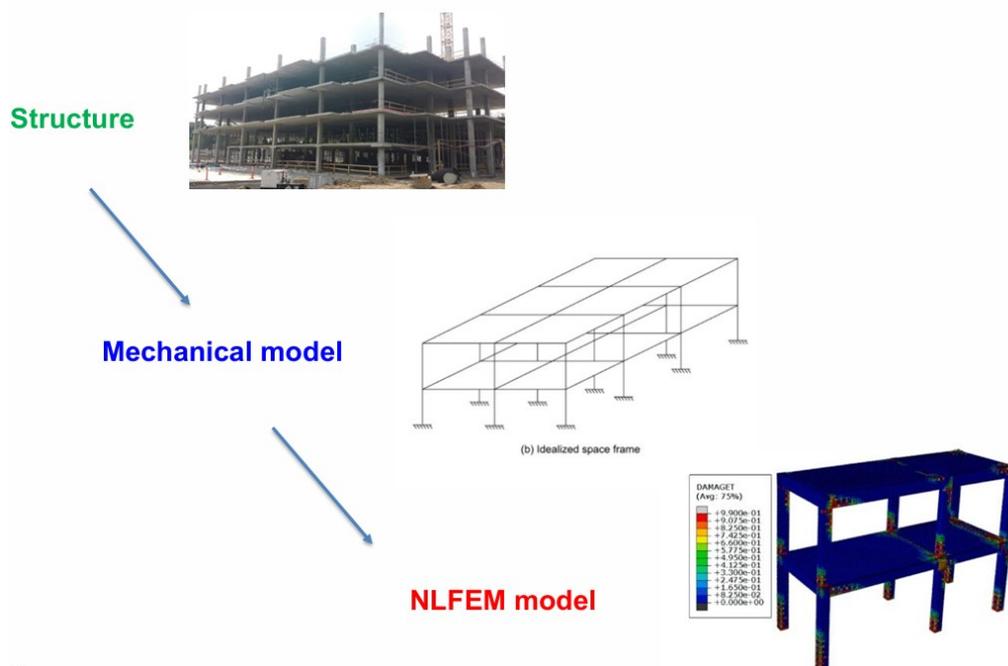


Figura 3-1. Idealizzazione della struttura in un modello meccanico e discretizzazione del modello meccanico in un modello non lineare agli elementi finiti.

Nel pre-processing rientrano: la definizione della geometria e delle condizioni al contorno (vincoli e carichi), la scelta dei legami costitutivi e dei domini di resistenza da assegnare ai materiali, la discretizzazione del dominio attraverso la mesh (rete) di elementi finiti, la definizione della storia di carico e la scelta del metodo di soluzione iterativo insieme ai criteri di convergenza.

- Il PROCESSING: fase di calcolo eseguita dal programma agli elementi finiti. Qui vengono assemblate le equazioni di tutti gli elementi in un sistema di equazioni globale, il quale tiene conto delle interazioni tra gli elementi attraverso i nodi in comune e che viene risolto per mezzo di uno dei metodi di soluzione iterativi, permettendo di trovare i valori di spostamento nei nodi.
- Il POST-PROCESSING: fase in cui si visualizzano e si comprendono i risultati del problema, in termini di spostamenti, reazioni vincolari, distribuzioni di tensioni e deformazioni.

Naturalmente il progettista/ricercatore non si deve limitare a prendere visione dei risultati, ma sottoporli a uno studio critico confrontandoli con calcoli manuali o metodi semplificati e ricordando che non si tratta solo di numeri ma di grandezze fisiche che devono essere compatibili con la realtà.

È inoltre importante validare il modello numerico, come riportato dal testo^[16], confrontando i risultati significativi della simulazione con i risultati sperimentali di problemi strutturali simili presenti in letteratura.

Per la figura del progettista/ricercatore è poi fondamentale discernere il failure (fallimento) numerico fisico dell'analisi non lineare agli elementi finiti dal failure numerico puro: nel primo la non convergenza della soluzione e quindi la mancata soddisfazione dell'equilibrio avviene per il raggiungimento e superamento della deformazione ultima in alcune regioni della struttura e lo sviluppo di un meccanismo di collasso globale, nel secondo invece la convergenza non viene raggiunta con deformazioni più piccole delle ultime o di un ordine di grandezza più grandi.

3.3 Solution strategy

La solution strategy è la strategia di soluzione adottata per risolvere un problema meccanico con un modello non lineare che impiega il metodo degli elementi finiti e riguarda tutte le ipotesi di modello, che come riportato nel testo^[16] possono appartenere a:

- L'equilibrio tra forze esterne e interne;
- La compatibilità cinematica di spostamenti e deformazioni;
- I legami costitutivi dei materiali.

Queste ipotesi, riguardanti per esempio le dimensioni e la tipologia degli elementi finiti, la scelta del metodo iterativo (come il metodo di Newton-Raphson) o dei criteri di convergenza dei metodi iterativi, devono essere opportunamente selezionate dal progettista/ricercatore poiché influenzano notevolmente i risultati, forniti dall'analisi numerica, del problema meccanico.

Problema meccanico che può essere risolto, come spiega il testo^[16], attraverso il sistema di equazioni di equilibrio della struttura discretizzata:

$$\lambda p - f(q) = 0 \quad (3.1)$$

Valido sia in presenza di linearità che non, e che può essere riscritto come:

$$K(q) q - f(q) = 0 \quad (3.2)$$

Dove:

- λ rappresenta il moltiplicatore dei carichi
- q è il vettore degli spostamenti nodali
- p è il vettore dei carichi esterni ai nodi
- $f(q)$ è il vettore delle forze interne ai nodi funzione degli spostamenti nodali
- $K(q)$ rappresenta la matrice di rigidezza del sistema funzione degli spostamenti nodali

Normalmente un sistema non lineare produce una risultante dovuta al non bilanciamento tra forze esterne e interne, che attraverso un metodo iterativo si tende ad annullare.

3.4 Introduzione al pacchetto ATENA

Il pacchetto di analisi strutturale ATENA di produzione della casa Červenka Consulting s.r.o. è composto da un programma per eseguire la fase di pre-processing: ATENA Pre e da un programma solutore per le analisi non lineari e di post-processing: ATENA Studio. I quali nascono con l'obiettivo di fornire uno strumento utile a simulare il comportamento meccanico di strutture in calcestruzzo armato ordinario e precompresso, tenendo in conto le non linearità dei materiali costituenti e le non linearità geometriche, avvalendosi del metodo agli elementi finiti e di metodi iterativi, come spiegano i manuali^[21] ^[22].

In particolare, per la realizzazione e l'analisi (risoluzione) del modello non lineare agli elementi finiti della trave da ponte di luce 34.6 m facente parte del lavoro di tesi sono stati impiegati rispettivamente i software:

- ATENA Pre 2024 nella versione: 6.0.0.23578 il quale supporta l'analisi statica in spazi 3D, 2D e assialsimmetrici.
- ATENA Studio 2024 nella versione: 6.0.0.23548.

Il pre-processor in cui l'utente ha la possibilità di modellare la struttura, si presenta efficace e intuitivo con un'interfaccia grafica che permette di tenere sotto costante controllo lo sviluppo del progetto; questo perché dotata di una finestra centrale in cui è possibile visualizzare e disegnare muovendosi nello spazio 3D la geometria del problema e perché accompagnata da una finestra laterale a sinistra in cui è presente il flusso logico da seguire per la realizzazione del modello.

Con maggiore dettaglio troviamo il menù principale in alto, che permette di cambiare le impostazioni del modello (tra le quali le unità di misura impiegate e le griglie per il disegno nell'ambiente grafico) oltre che salvare e creare nuovi progetti. Sotto il menù è presente la toolbar che con i suoi comandi permette di muoversi nello spazio 3D traslando e ruotando, disegnare/selezionare punti e definire/selezionare linee, superfici e volumi.

Lavorare con il pre-processor risulta comodo in quanto a destra è fornito di una finestra dedicata alla creazione e attivazione dei layers grafici, in basso di una finestra in cui vengono riassunte le informazioni del modello e a sinistra una finestra che presenta il diagramma ad albero di input.

In Atena infatti si lavora a cascata per la generazione del modello agli elementi finiti in modo da evitare di saltare delle fasi di definizione. Fasi che percorrono il seguente flusso:

- definizione della geometria: prima punti poi linee e a seguire superfici e quindi volumi;

- definizione dei materiali: calcestruzzo, acciaio, materiali elastici lineari...;
- creazione e assegnazione degli elementi strutturali;
- creazione e assegnazione delle armature;
- creazione e assegnazione di molle e interfacce;
- definizione e assegnazione della mesh di elementi finiti: tipologia degli elementi e dimensioni;
- definizione dell'analisi: load cases, condizioni al contorno, monitors, parametri di soluzione, task.

Si riporta di seguito un'immagine riassuntiva dell'interfaccia grafica.

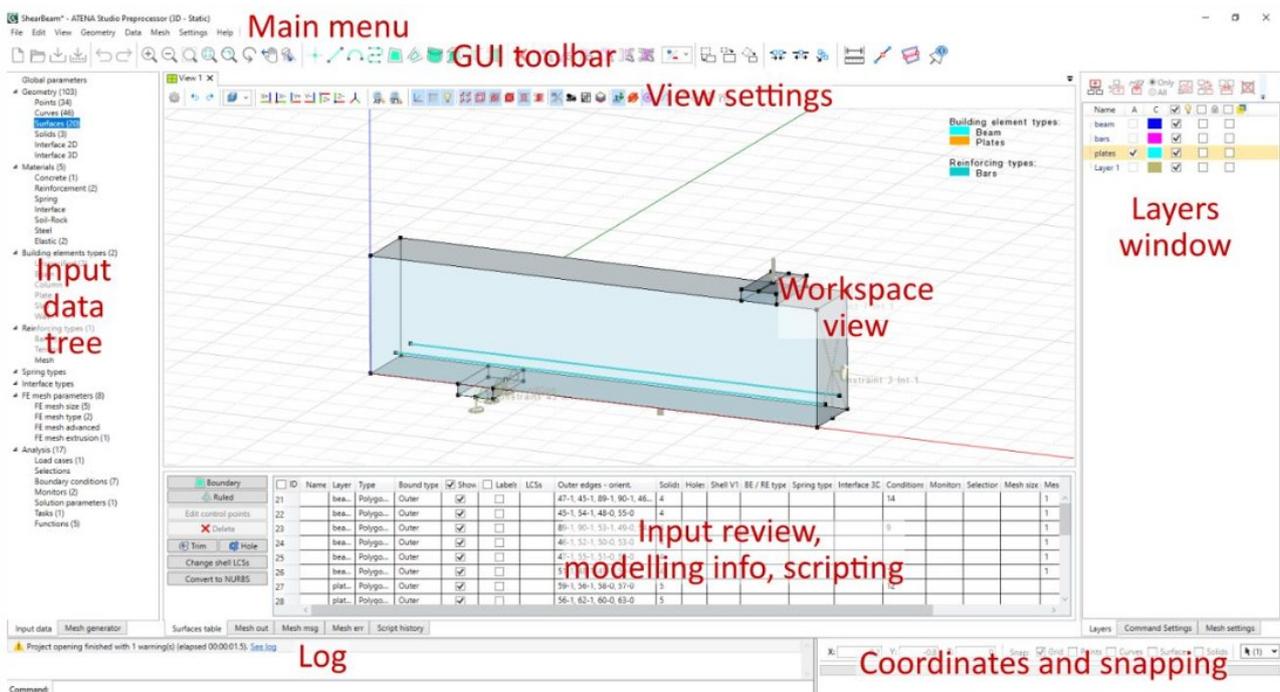


Figura 3-2. Interfaccia grafica del programma ATENA Pre tratta da “User’s Manual for ATENA-PRE”^[21].

ATENA Studio è invece il programma, facente parte del pacchetto di analisi strutturale ATENA, che permette grazie al suo modulo dedicato al processing di svolgere l’analisi vera e propria risolvendo i calcoli e permettendo di visualizzare sia diagrammi di grandezze monitorate e diagrammi dei parametri di convergenza per step/iterazione, sia la struttura deformata in tempo reale.

Questo può tornare utile per monitorare l’avanzamento dell’analisi controllando che prosegua correttamente senza errori ed eventualmente arrestarla in modo da non perdere del tempo.

Terminata l'analisi un secondo modulo del programma permette di eseguire la fase di post-processing. In particolare è possibile visualizzare i diagrammi delle grandezze monitorate dallo step zero a quello finale in un'apposita finestra a sinistra e la deformazione della struttura e/o il quadro fessurativo per ogni step salvato in una finestra a destra.

Nella stessa finestra dedicata alla struttura è poi possibile visualizzare in forma grafica il campo tensionale o quello deformativo del calcestruzzo, dell'acciaio d'armatura e degli altri materiali.

L'interfaccia grafica dei due moduli e il funzionamento sono gli stessi, si differenziano solo per il fatto che alcune possibilità di output sono bloccate durante lo svolgimento dell'analisi. Si riporta di seguito un'immagine in cui viene rappresentata la schermata di apertura del programma.

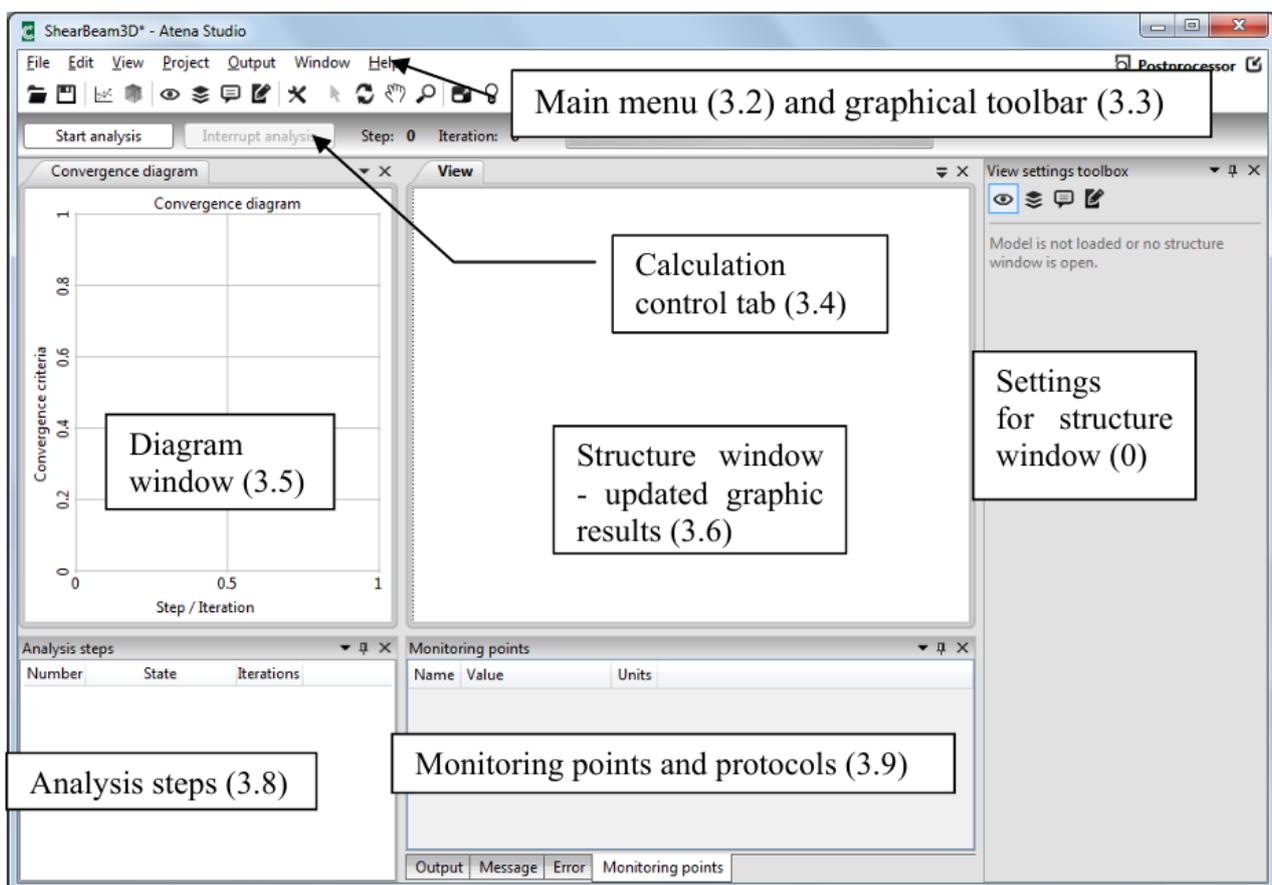


Figura 3-3. Interfaccia grafica del programma ATENA Studio tratta da “User’s Manual for ATENA Studio”^[22].

3.5 Geometria del modello

Per realizzare il modello geometrico tridimensionale della trave in calcestruzzo armato precompresso, di luce 34.6 m, oggetto della prova sperimentale (vedi capitolo 2) si è partiti con uno studio approfondito degli elaborati di progetto e dei rilievi eseguiti in situ.

Una volta presa coscienza della geometria e delle sue complessità si è scelto di modellarla direttamente all'interno del programma ATENA Pre, questo per evitare possibili errori nell'importazione del file geometrico da altri programmi che si sarebbero potuti usare e poiché ATENA Pre fornisce delle ottime funzionalità legate alla modellazione geometrica.

La prima cosa da avere chiaramente presente quando ci si avvicina allo sviluppo di un qualsiasi modello agli elementi finiti è che la geometria dovrà essere funzionale al modello meccanico che si vuole adottare. In particolare questa affermazione riguarda i punti e/o le linee geometriche sulle quali verranno applicati vincoli e carichi e che dovranno essere necessariamente collegate alla struttura per riuscire a trasmettere il carico/la funzione di vincolo, in questo modo infatti entrano a far parte della mesh di elementi finiti.

3.5.1 Geometria della trave prefabbricata

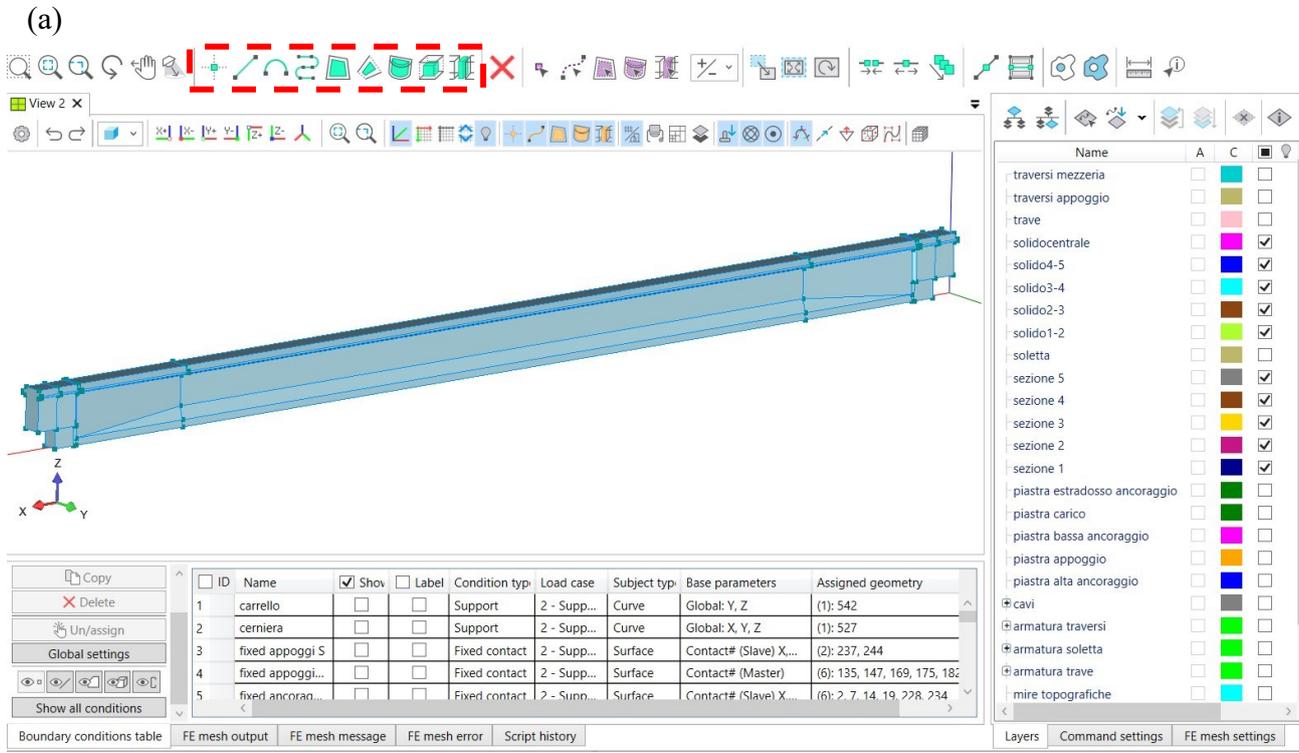
Si è proceduto attraverso i seguenti passi:

- definizione di tutti i layers di disegno necessari;
- disegno delle sezioni trasversali tipo;
- disegno delle linee longitudinali e creazione delle superfici;
- creazione del volume della trave.

Il programma permette di disegnare punti sia attraverso il puntatore sia attraverso l'input di coordinate, che è stato scelto in quanto comodo da gestire per la simmetria della trave.

Una volta realizzati i punti è bastato unirli con segmenti sempre facendo attenzione a rispettare il corretto layer (in questa fase è comodo attivare lo snap in basso a destra per i punti e disegnare tramite puntatore), e successivamente a partire dalle linee che formavano un percorso chiuso definire le superfici e infine dalle superfici che racchiudevano uno spazio tridimensionale definire il volume.

Si riporta di seguito un'immagine chiarificatrice del modello geometrico della trave fedele alla realtà, in cui è possibile prendere visione dei layers impiegati e del sistema di riferimento e in cui sono evidenziati in rosso tratteggiato le funzioni per definire punti, linee, superfici e volumi.



(b)

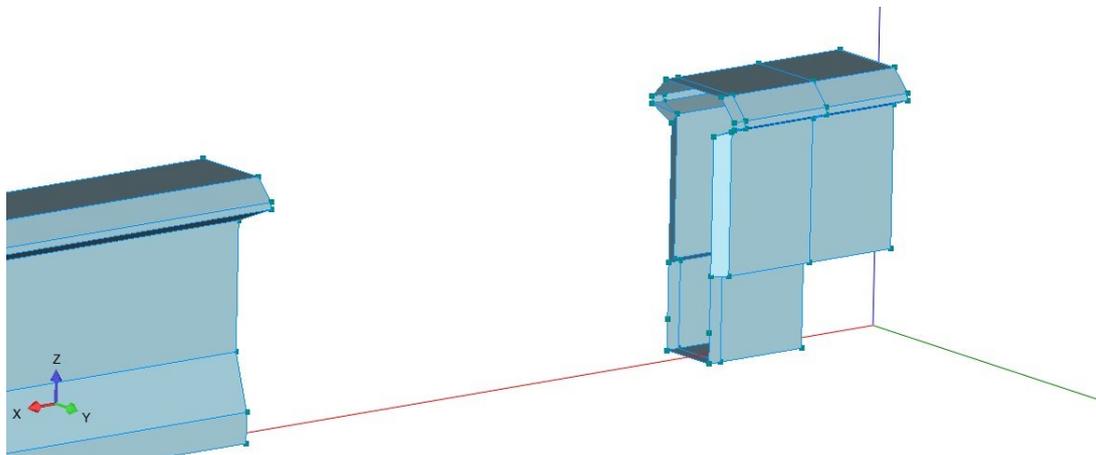


Figura 3-4. a) Schermata del programma con modello della trave. b) Dettaglio della trave sezionata.

Dalla Figura 3-4 b), che mostra la trave sezionata per studiarla, è possibile individuare le 5 sezioni trasversali in corrispondenza dei punti in cui avviene un cambio di forma e che sono state come spiegato precedentemente la base di partenza; ovviamente altre 5 sezioni uguali si trovano nelle posizioni simmetriche rispetto alla mezzeria.

3.5.2 Geometria di traversi e soletta

Con un approccio simile a quello precedente e nella massima fedeltà alla struttura reale sono stati disegnati i 2 traversi di appoggio dallo spessore di 0.3 m e i 2 traversi di campata dallo spessore 0.2 m così come le due porzioni di soletta.

È stato necessario definire volumi indipendenti per trave, soletta e traversi in quanto successivamente si sarebbero dovuti assegnare calcestruzzi diversi (traversi e soletta infatti sono stati gettati in opera). Si specifica inoltre che gli elementi solidi realizzati non condividono punti nel senso fisico ma al massimo di sovrapposizione geometrica e non sono quindi in grado di trasmettere forze o spostamenti se non intervenendo con la condizione al contorno di fixed contact tra le superfici, come vedremo più avanti.

Si riporta di seguito un'immagine di traversi soletta e trave prefabbricata insieme.

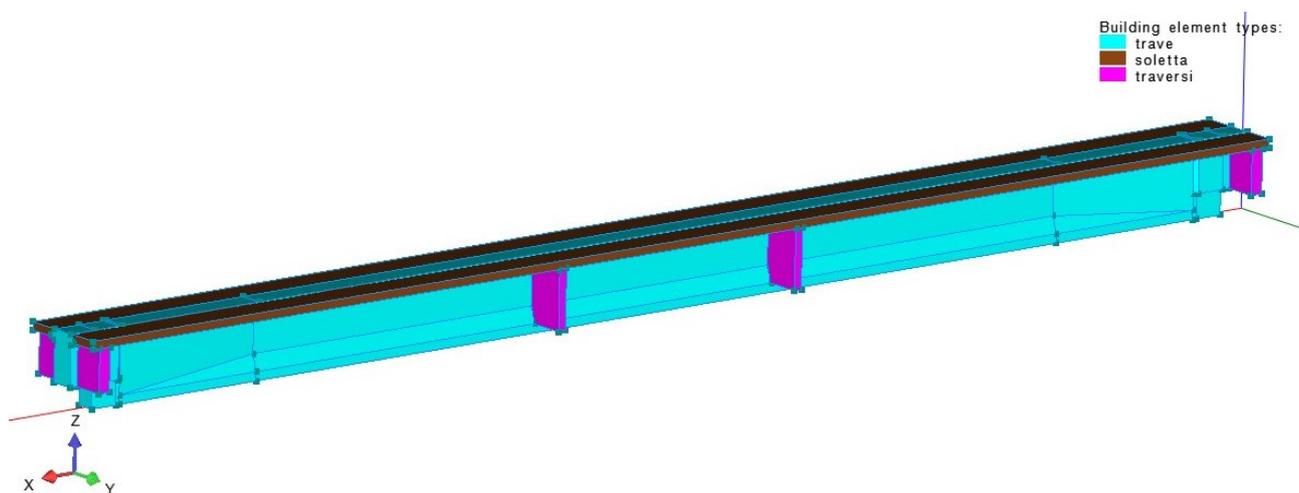


Figura 3-5. Schermata del programma con modello della trave completo di traversi e soletta.

3.5.3 Geometria delle piastre di ancoraggio, supporto e ripartizione del carico

A questo punto del modello sono state introdotte le piastre di appoggio, di carico e di ancoraggio per i cavi post tesi, tutte non collegate direttamente agli altri volumi.

Per quanto concerne le piastre di carico, sopra le quali veniva applicata la forza tramite i martinetti e la struttura di contrasto durante la prova, si è scelto di modellarle con una linea divisiva della superficie superiore, in modo da poter applicare su di esse un carico lineare trasversale alla trave (modellazione rispettosa della condizione di carico reale data la simmetria del problema e il comportamento planare in prova).

In maniera analoga le piastre di appoggio, di spessore 0.1 m e larghezza 0.3 m, presentano una linea trasversale divisiva della superficie inferiore dove poter applicare una condizione di vincolo lineare.

Infine, per riuscire a simulare in maniera realistica la post tensione dei 9 cavi, di cui 2 ancorati in estradosso, 3 ancorati nell'estremità inferiore e 4 in quella superiore senza avere problemi numerici dovuti alla rottura del calcestruzzo, per l'entrata delle forze di precompressione, si sono modellate 6 piastre di ancoraggio (3 per lato) dallo spessore di 0.1 m.

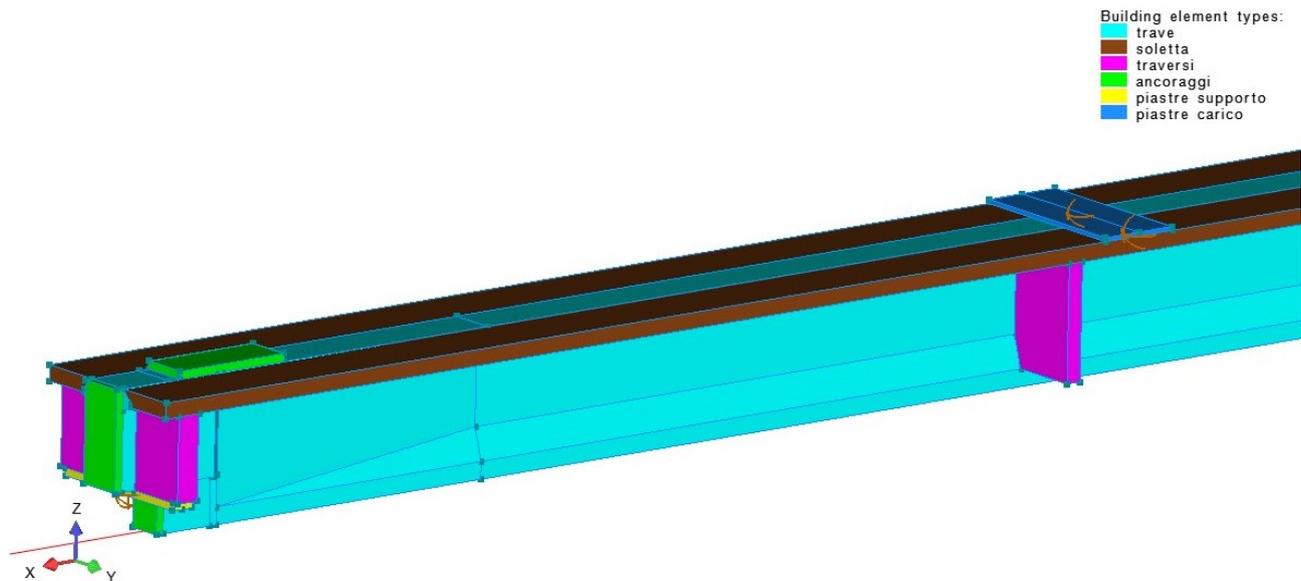


Figura 3-6. Schermata del programma con modello della trave completo delle piastre di ancoraggio, supporto e di ripartizione del carico.

3.5.4 Tracciato dei cavi di precompressione

Per realizzare i 9 cavi da precompressione nel modello geometrico si è scelto di adottare la funzione NURBS del programma Atena Pre, che permette di disegnare curve del grado desiderato passanti per un certo numero di punti, precedentemente disegnati, almeno superiore al grado di uno. In particolare si sono impiegati 7 punti e quindi una funzione di 6° grado (così da comprenderli tutti) per tracciare ciascuno dei 9 cavi.

Per ricostruire le posizioni dei 7 punti, presi in maniera simmetrica rispetto alla mezzeria della trave e in modo da cogliere il percorso curvilineo per ciascuno dei 9 cavi, si è riportata la tavola di progetto con il tracciato su AutoCAD e la si è messa in scala per poi andare a quotare i 7 punti scelti.

Si riporta di seguito una tabella con il tracciato dei cavi nel sistema di riferimento del modello.

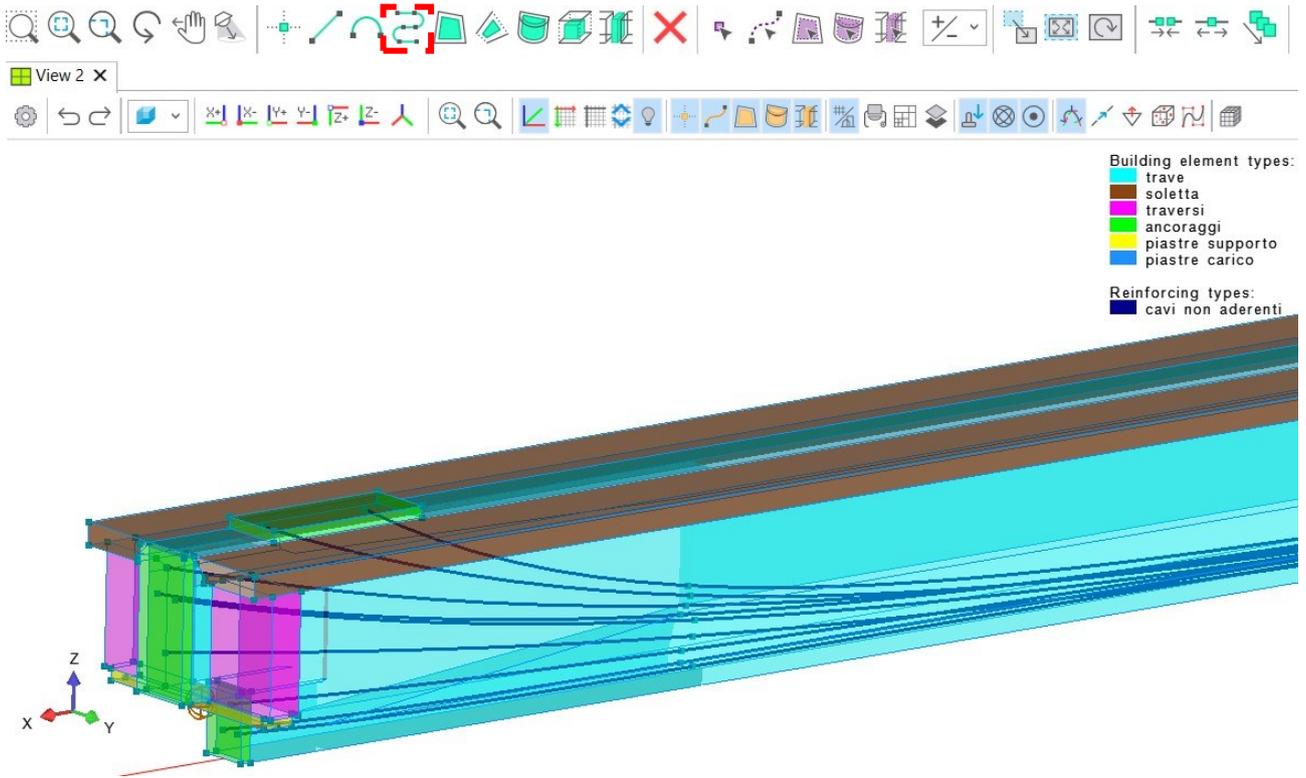
u.d.m. [m]									
cavo 1				cavo 2			cavo 3		
	X	Z	Y	X	Z	Y	X	Z	Y
1	0.764	0.223	0.099	0.764	0.223	-0.099	0.764	0.463	0
2	5.612	0.126	0.077	5.612	0.126	-0.077	5.612	0.232	-0.073
3	14.401	0.088	0.056	14.401	0.088	-0.056	14.401	0.088	-0.142
4	17.3	0.079	0.055	17.3	0.079	-0.055	17.3	0.079	-0.146
5	20.199	0.088	0.056	20.199	0.088	-0.056	20.199	0.088	-0.142
6	28.988	0.126	0.077	28.988	0.126	-0.077	28.988	0.232	-0.073
7	33.836	0.223	0.099	33.836	0.223	-0.099	33.836	0.463	0
cavo 4				cavo 5			cavo 6		
	X	Z	Y	X	Z	Y	X	Z	Y
1	0.052	1.009	0	0.052	1.496	-0.121	0.052	1.496	0.121
2	5.612	0.391	0.079	5.612	0.536	-0.1	5.612	0.536	0.1
3	14.401	0.088	0.142	14.401	0.173	-0.145	14.401	0.173	0.145
4	17.3	0.079	0.146	17.3	0.162	-0.146	17.3	0.162	0.146
5	20.199	0.088	0.142	20.199	0.173	-0.145	20.199	0.173	0.145
6	28.988	0.391	0.079	28.988	0.536	-0.1	28.988	0.536	0.1
7	34.548	1.009	0	34.548	1.496	-0.121	34.548	1.496	0.121
cavo 7				cavo 8			cavo 9		
	X	Z	Y	X	Z	Y	X	Z	Y
1	0.052	1.751	0	1.065	1.963	0	2.145	1.963	0
2	5.612	0.632	-0.03	5.612	0.734	0.027	5.612	0.813	0
3	14.401	0.173	-0.053	14.401	0.173	0.053	14.401	0.274	0
4	17.3	0.162	-0.055	17.3	0.162	0.055	17.3	0.262	0
5	20.199	0.173	-0.053	20.199	0.173	0.053	20.199	0.274	0
6	28.988	0.632	-0.03	28.988	0.734	0.027	28.988	0.813	0
7	34.548	1.751	0	33.535	1.963	0	32.455	1.963	0

Tabella 3-1. Tabella delle coordinate nel sistema di riferimento del modello dei 7 punti usati per tracciare ciascuno dei 9 cavi.

In Figura 3-7 a) viene riportato il modello con i cavi di precompressione in prospettiva e si evidenzia con la linea rossa tratteggiata la funzione NURBS impiegata per disegnarli.

Terminata questa fase si è controllato che i cavi fossero interni alla struttura e che terminassero nelle piastre di ancoraggio.

(a)



(b)

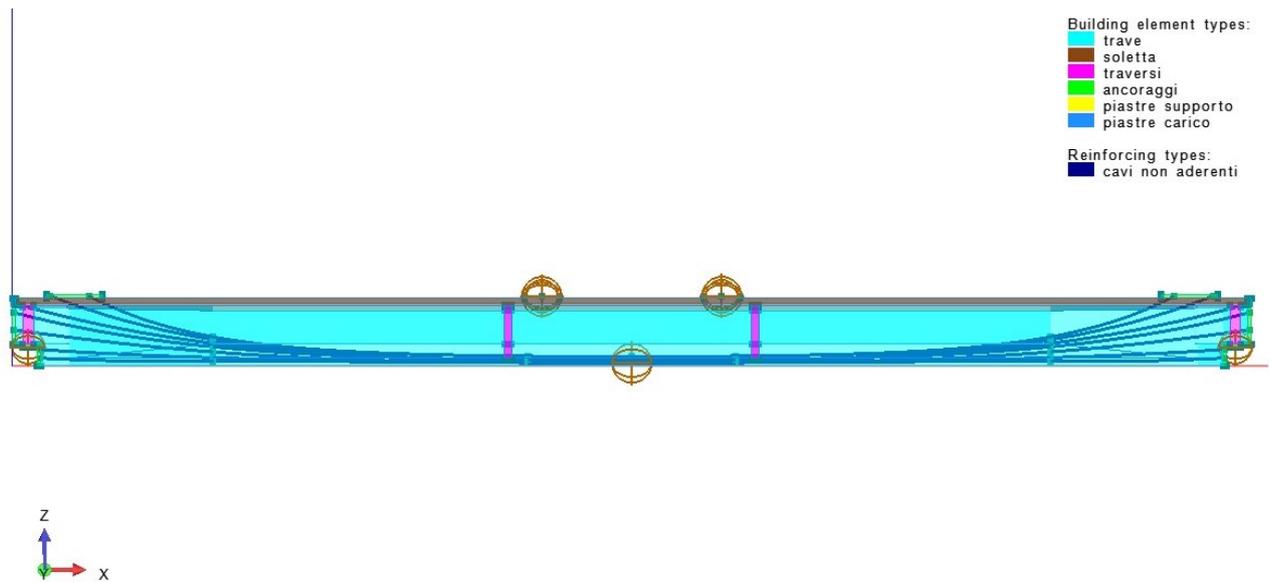


Figura 3-7. a) Schermata del programma con modello della trave completo di cavi. b) Modello della trave con cavi visto longitudinalmente.

3.5.5 Armatura ordinaria

Per modellare l'armatura lenta ATENA, come spiegato nel manuale^[20], rende disponibili due modalità: con elementi lineari truss capaci di lavorare solo a trazione/compressione che vengono automaticamente discretizzati e collegati alla mesh, o con un approccio smeared che la distribuisce nel calcestruzzo variandone rigidità e resistenza in 3 possibili direzioni ortogonali. Per realizzare il modello si è scelto di impiegare il primo approccio in quanto più realistico anche se oneroso.

Per cominciare si è studiata la tavola di progetto, contenente lo schema dei ferri riportandola su AutoCAD in scala e prendendo le quote delle posizioni e delle dimensioni dei ferri.

È stata quindi modellata tutta l'armatura presente nella trave: di spalling e bursting, di appoggio, longitudinale, trasversale (per collegamento alla soletta) e a taglio, ad eccezione delle posizioni: 8 e 9 relative al foro di sollevamento e 15 e 16 relative al cerchiaggio dei cavi 8 e 9.

Per quanto riguarda traversi e soletta è stata realizzata tutta l'armatura ordinaria presente come da tavole di progetto.

Per disegnare l'armatura e in particolar modo le staffe di cui alcuni schemi si ripetono uguali è stata utile la funzione copia, la quale permette di incollare un certo numero di volte elementi geometrici uguali a quello selezionato con un certo passo in una scelta direzione.

Si riportano di seguito le tabelle riassuntive di tutta l'armatura presente nel modello in base alla tipologia e all'elemento strutturale.

(a)

armatura spalling e bursting trave		
posizione	diametro [mm]	n. di ferri
5	12	2
6	20	2
7	20	2
10	12	4
12	12	4
13	12	4
14	12	4
forchette dell'appoggio trave		
posizione	diametro [mm]	n. di ferri
4	8	6
3	8	2
11	8	3

(b)

armatura long. trave		
posizione	diametro [mm]	n. di ferri
1	8	10
2	8	2
19	8	4
20	12	4

(c)

armatura trasv. trave		
posizione	diametro [mm]	passo [cm]
24	8	20
25	8	20
staffe trave		
posizione	diametro [mm]	passo [cm]
17	10	10
18	10	10
21	8	20
22	10	20
23	10	20

Tabella 3-2. a) Tabella dell'armatura da spalling, bursting e di appoggio. b) Tabella dell'armatura longitudinale della trave. c) Tabella dell'armatura trasversale e di taglio della trave.

(a)

armatura long. traversi d'appoggio		
posizione	diametro [mm]	n. di ferri
29	20	2
30	20	2
35	12	6
36	12	6
37	20	2
38	20	2

armatura long. traversi centrali		
posizione	diametro [mm]	n. di ferri
29	20	2
30	20	2
31	12	6
32	12	6
33	28	4
34	28	4

(b)

armatura trasv. traversi d'appoggio		
posizione	diametro [mm]	passo [cm]
41	12	20
staffe traversi d'appoggio		
posizione	diametro [mm]	passo [cm]
42	10	20

armatura trasv. traversi centrali		
posizione	diametro [mm]	passo [cm]
39	12	20
staffe traversi centrali		
posizione	diametro [mm]	passo [cm]
40	8	20

Tabella 3-3. a) Tabella dell'armatura longitudinale dei traversi. b) Tabella dell'armatura trasversale dei traversi.

(a)

armatura long. soletta		
posizione	diametro [mm]	n. di ferri
46	8	6
47	8	8

(b)

armatura trasv. soletta		
posizione	diametro [mm]	passo [cm]
43	8	20
44	8	20
45	12	20

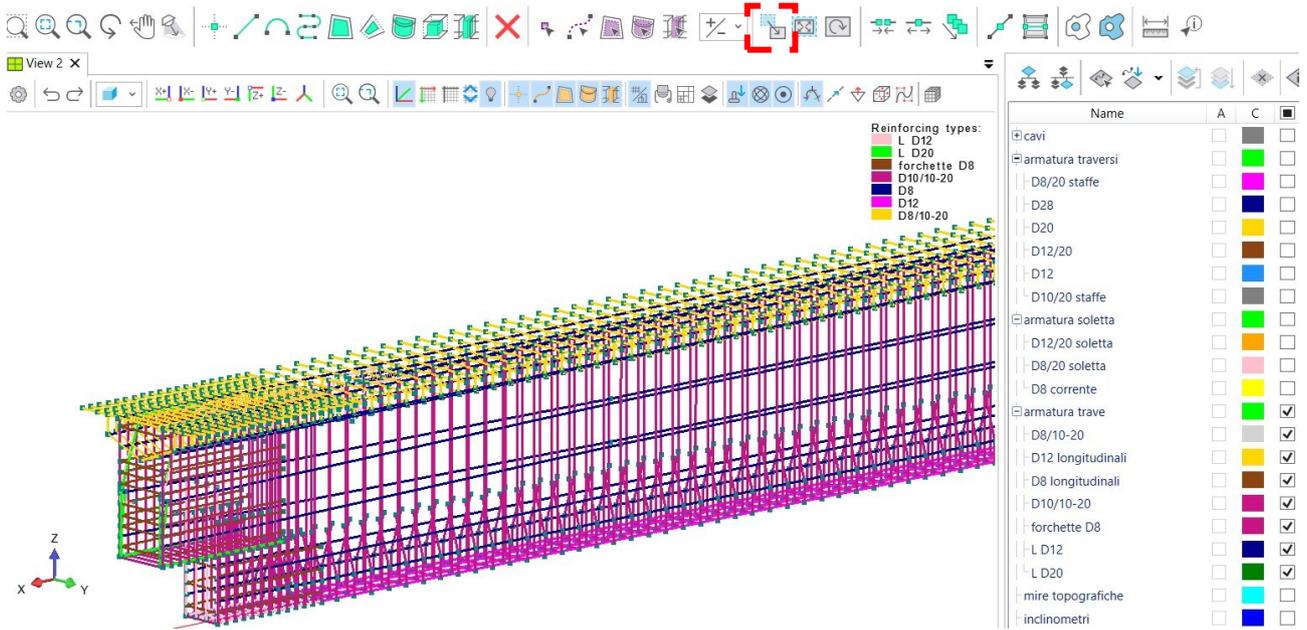
Tabella 3-4. a) Tabella dell'armatura longitudinale della soletta. b) Tabella dell'armatura trasversale della soletta.

Di seguito nella Figura 3-8 a) si riporta il modello con attivi solo i layers relativi all'armatura ordinaria della trave, evidenziando in rosso tratteggiato la funzione che permette di copiare e incollare in serie gli elementi. È da notare come le staffe presentino inizialmente il passo di 0.1 m e successivamente di 0.2 m.

Si evidenzia come nel disegnare l'armatura si sono utilizzati layers diversi in base al diametro e alla tipologia così da avere controllo sull'operato e poter assegnare senza difficoltà le proprietà successivamente.

In Figura 3-8 b) si riporta invece la trave con tutta l'armatura compresa quella di traversi e soletta.

(a)



(b)

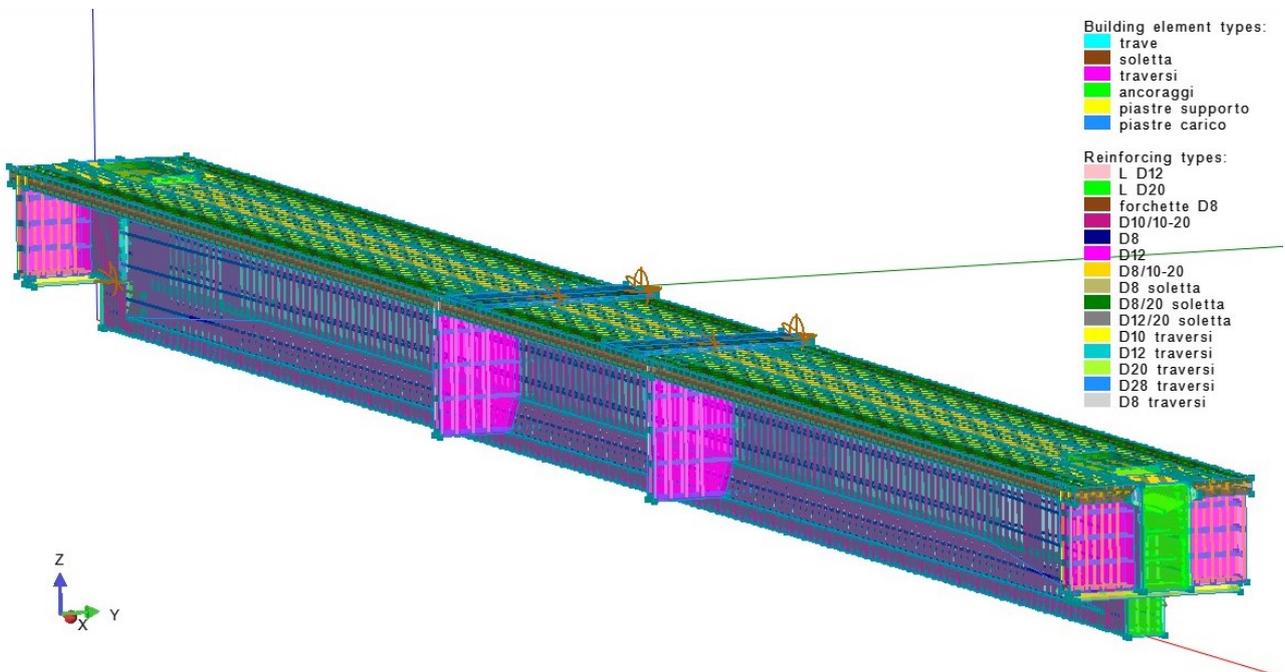


Figura 3-8. a) Schermata del programma con armatura della trave. b) Modello della trave con armatura ordinaria.

3.6 Legami costitutivi dei materiali

Di seguito verrà spiegata la parte di creazione e assegnazione dei materiali nel modello agli elementi finiti, sottolineando oltre che la procedura anche i principali aspetti teorici implementati dal programma.

3.6.1 Calcestruzzi di trave e di soletta e traversi

Per realizzare il modello in modo che fosse il più possibile fedele alla realtà si è scelto di impiegare i valori medi dei materiali, questi sono stati presi a partire dall'analisi statistica dei risultati delle prove distruttive descritta al capitolo 2.

Seguendo il flusso di lavoro di ATENA, presente nella finestra a sinistra della schermata del programma, si può selezionare la voce concrete che permette di generare o modificare dei materiali calcestruzzo attraverso il menù in grigio sotto la finestra di disegno, evidenziato in Figura 3-9.

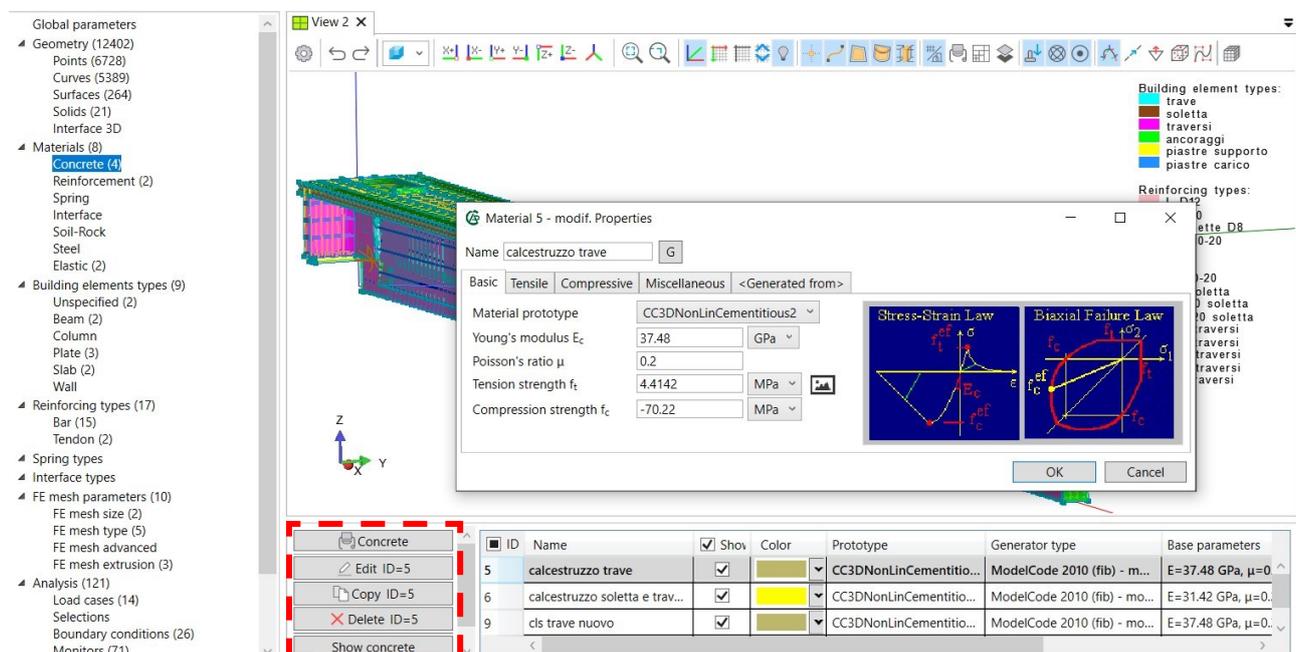


Figura 3-9. Schermata del programma ATENA Pre per la definizione dei materiali calcestruzzo.

In particolare, sono stati generati i due calcestruzzi di trave e di soletta e traversi con il prototipo di materiale: CC3DNonLinCementitious2, il quale viene selezionato di default e di cui esistono 3 varianti selezionabili, una per tenere conto del fenomeno di fatica, una per le proprietà dipendenti dalla temperatura e una per i calcestruzzi fibrorinforzati.

ATENA permette di generare i parametri del materiale calcestruzzo, una volta selezionato il prototipo, in accordo al Model Code 2010 o all'Eurocodice 2 o a una formulazione generale. Per il presente progetto si è scelta la formulazione del Model Code 2010.

È quindi bastato inserire la resistenza a compressione cilindrica media del calcestruzzo f_{cm} e selezionare la voce: generate for mean, per generare tutte le proprietà e quindi il diagramma stress-strain coi valori medi in accordo al Model Code 2010.

Di seguito si riporta la tabella con le resistenze a compressione cilindriche medie, ottenute dalle prove di laboratorio e impiegate per generare i 2 calcestruzzi sul programma, e con i valori medi dei moduli elastici anch'essi ottenuti dalle prove e inseriti al posto del modulo elastico calcolato automaticamente secondo il Model Code 2010.

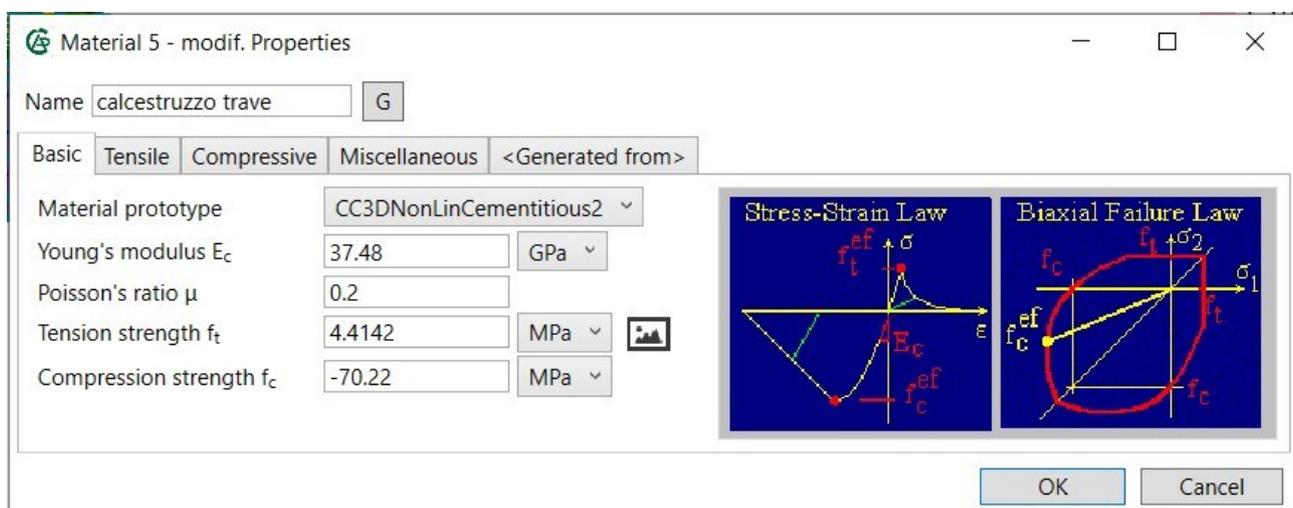
calcestruzzo	$\mu f_{c, is}$ [MPa]
trave	70.22
soletta e trav.	55.54

calcestruzzo	$\mu E_{c, s}$ [MPa]
trave	37480
soletta e trav.	31420

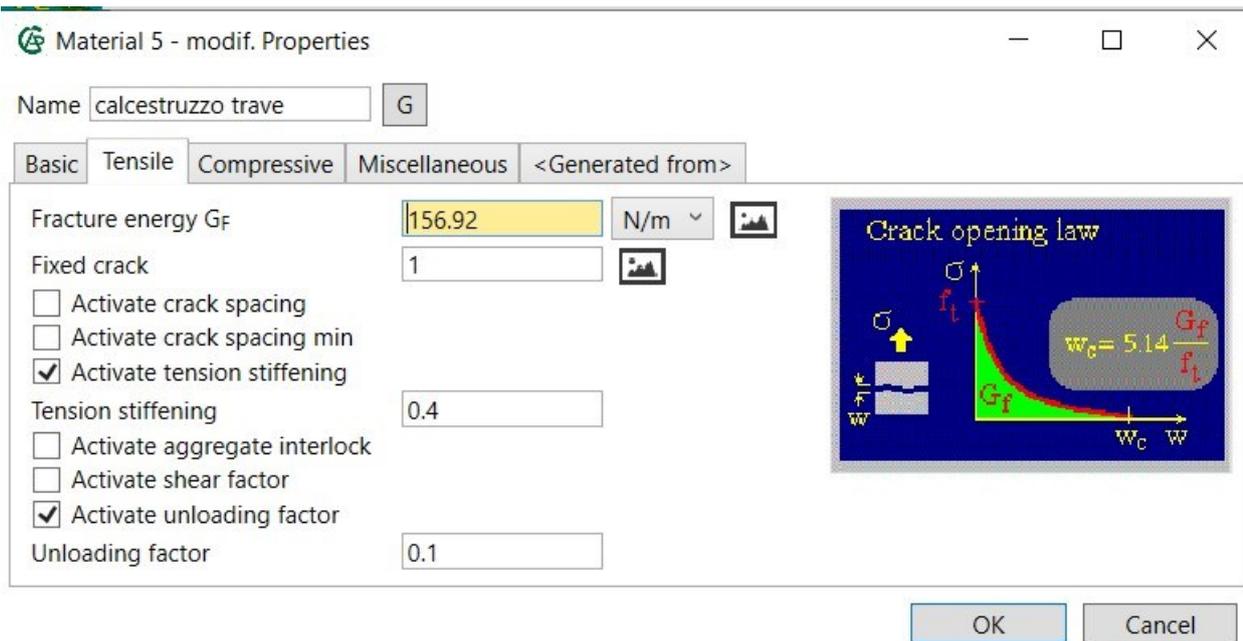
Tabella 3-5. Tabella dei valori medi di resistenza a compressione cilindrica e di modulo elastico dei calcestruzzi di trave e di soletta e traversi.

Una volta generati i due calcestruzzi: il primo per la trave prefabbricata e il secondo per traversi e soletta gettati in opera, è possibile vedere e modificare i parametri e il legame costitutivo attraverso la finestra riportata in Figura 3-10, accessibile con doppio clic sul materiale.

(a)



(b)



(c)

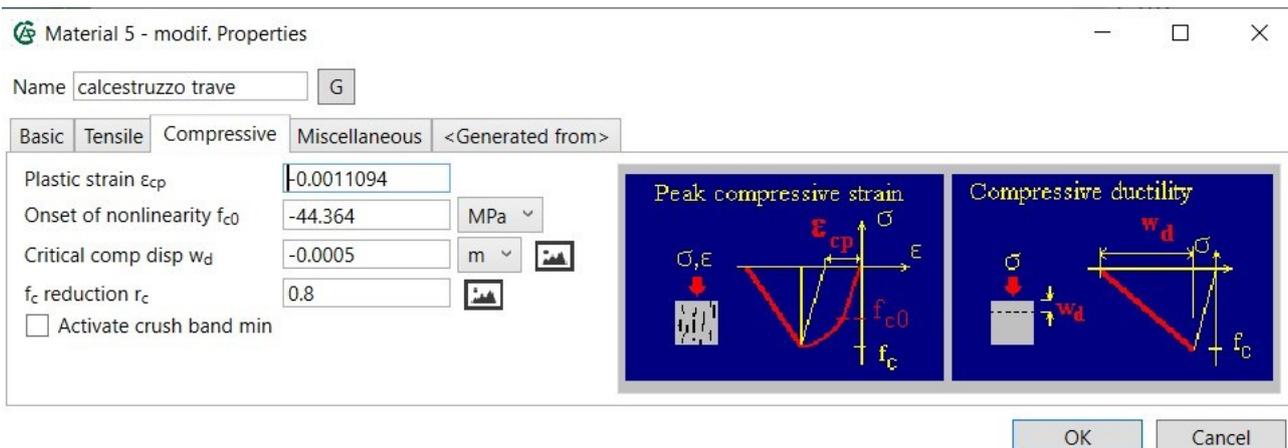


Figura 3-10. a) b) c) Finestra relativa alle proprietà del materiale calcestruzzo trave.

Come si evince dalla figura precedente e come spiegato nel manuale di teoria^[20], il programma impiega un legame costitutivo tensione-deformazione in accordo al Model Code 2010 applicandolo alla tensione efficace σ_c^{ef} coincidente con una tensione principale, e alla deformazione monoassiale equivalente ϵ^{eq} definita come:

$$\epsilon^{eq} = \frac{\sigma_{ci}^{ef}}{E_{ci}} \quad (3.3)$$

Dove E_{ci} rappresenta il modulo elastico in uno stato tensionale monoassiale e la lettera i indica la direzione. In questo modo si elimina l'effetto di Poisson e la non linearità viene governata dalla σ_{ci}^{ef} .

Si riporta di seguito il diagramma tensione-deformazione qualitativo che ne risulta.

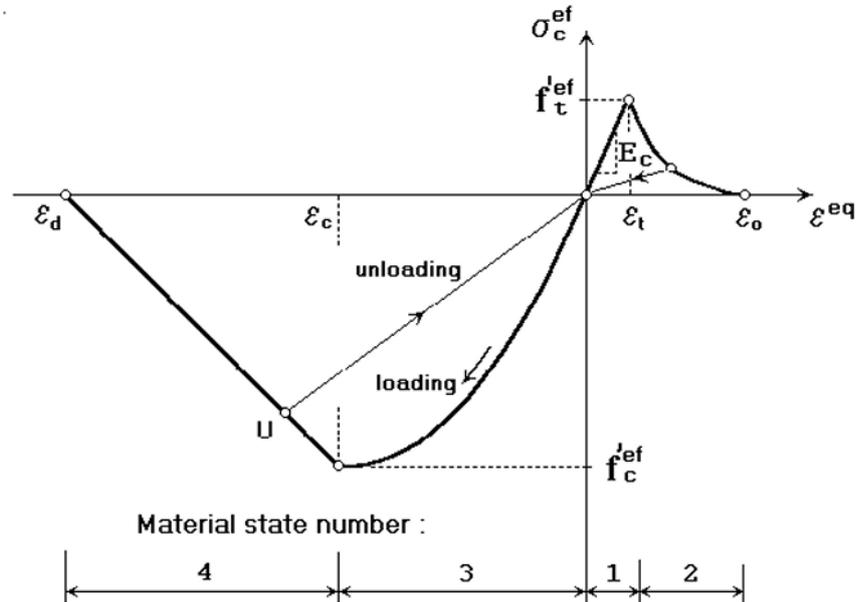


Figura 3-11. Legame costitutivo del calcestruzzo tratto da "ATENA Program Documentation Part 1 Theory"^[20].

Dalla Figura 3-11 si può osservare come l'andamento sia parabolico per quanto riguarda la compressione prima del picco (tratto 3) e lineare nella fase di softening (tratto 4), mentre sia lineare nel tratto iniziale ed esponenziale in quello di softening per quanto riguarda la trazione.

Come riportato in Figura 3-10 a) e nel manuale^[20] i valori presenti nel grafico sopra di resistenza a compressione $f_c^{'ef}$ e a trazione $f_t^{'ef}$ sono calcolati tenendo conto di un dominio di resistenza biassiale in cui f_c' e f_t' sono le resistenze a compressione e trazione mentre σ_{c1} e σ_{c2} tensioni principali.

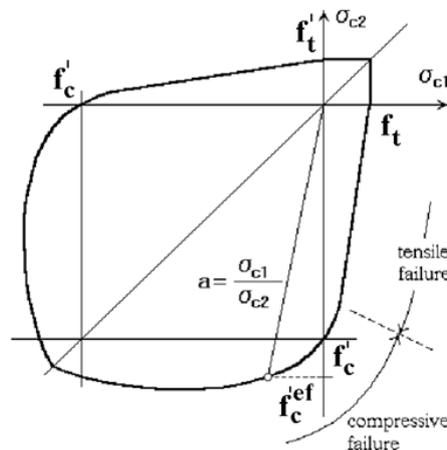


Figura 3-12. Dominio di resistenza biassiale del cls. tratto da "ATENA Program Documentation Part 1 Theory"^[20].

L'andamento parabolico in compressione prima del picco (tratto 3) del diagramma stress-strain segue la formulazione riportata nel manuale^[20] in accordo con il Model Code 2010:

$$\sigma_c^{ef} = f_c'^{ef} \cdot \frac{kx - x^2}{1 + (k - 2)x} \quad (3.4a)$$

$$con: x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}; k = \frac{E_0}{E_c} \quad (3.4b)$$

Dove il significato dei termini si comprende bene dal grafico:

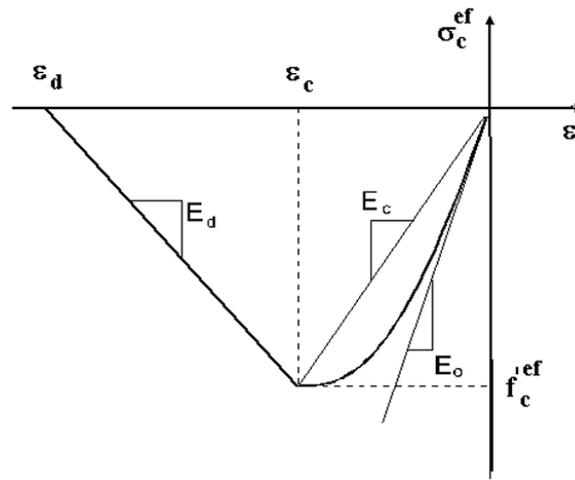


Figura 3-13. Comportamento a compressione del cls. tratto da “ATENA Program Documentation Part 1 Theory”^[20].

Per quanto concerne il comportamento post picco in compressione troviamo un andamento lineare in cui la deformazione corrispondente a una tensione nulla ε_d viene ricavata in accordo con il Fictitious Compression Plane Model. Quest'ultimo assume che tutta l'energia dissipata e gli spostamenti dopo il picco si trovino nel piano normale alla tensione principale di compressione, inoltre assume che tali spostamenti siano indipendenti dalle dimensioni, in analogia a quanto succede in trazione con la Fictitious Crack Theory.

La deformazione di compressione limite ε_d viene così calcolata con lo spostamento plastico $w_d = 0.5$ mm di default (vedi Figura 3-10 c)) e la band size L_d dimensione dell'elemento finito nella direzione della tensione principale di compressione secondo la formula:

$$\varepsilon_d = \varepsilon_c + \frac{w_d}{L_d} \quad (3.5)$$

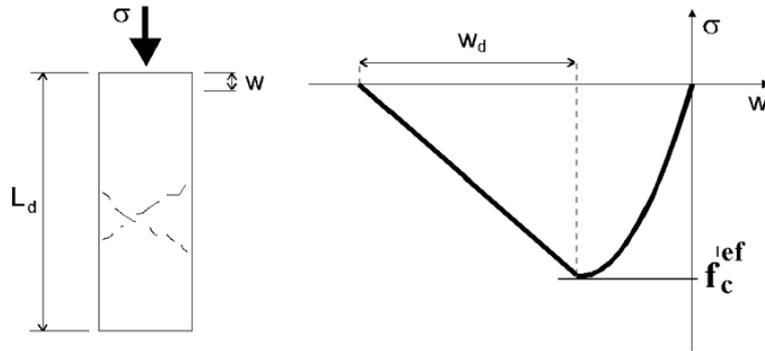


Figura 3-14. Compressione-spostamento del cls. tratto da “ATENA Program Documentation Part 1 Theory”^[20].

Riguardo il ramo di softening a trazione del calcestruzzo troviamo una legge esponenziale di apertura della fessura, in cui l’energia di frattura per unità d’area G_F e la forma sono assunte come proprietà del materiale (vedi Figura 3-10 b)). In questo modo l’apertura della fessura a tensione nulla w_c viene calcolata secondo:

$$w_c = 5.14 \frac{G_F}{f_t'^{ef}} \tag{3.6}$$

e a partire da w_c in analogia a quanto fatto in compressione, la deformazione limite a trazione ε_0 viene calcolata come:

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_t + \frac{w_c}{L_t} \tag{3.7}$$

Dove ε_t è la deformazione elastica di trazione corrispondente alla resistenza a trazione efficace $f_t'^{ef}$ e L_t la band size a trazione ovvero la dimensione dell’elemento finito nella direzione della tensione principale di trazione.

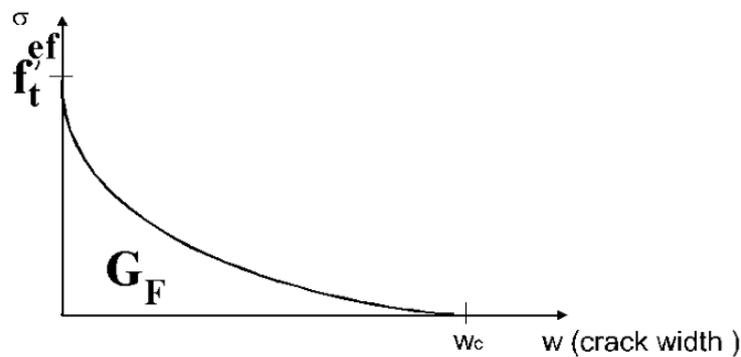


Figura 3-15. Legge di apertura della fessura nel cls. tratto da “ATENA Program Documentation Part 1 Theory”^[20].

Per quanto riguarda quindi la modellazione delle fessure e dei piani di crushing viene impiegato un modello smeared ovvero distribuito uniformemente sul volume dell'elemento finito come spiega il manuale^[20].

Dalla Figura 3-10 b) si vede come sia possibile scegliere in ATENA tra due modelli interni all'approccio smeared delle fessure: il fixed crack model e il rotated crack model.

Nel primo, adottato nel modello della trave oggetto del lavoro di tesi, la direzione della fessura m_1 è data dalla direzione della tensione principale di trazione nel momento in cui raggiunge la resistenza $f_t^{'ef}$ e rimane fissa. In seguito generalmente le deformazioni principali ε_1 e ε_2 ruotano producendo una tensione tangenziale lungo le direzioni m_1 e m_2 e le tensioni σ_{c1} e σ_{c2} non sono più principali.

Questo approccio necessita di uno shear retention factor s_F che diminuisce il modulo tangenziale del cls. fessurato.

Nel secondo metodo invece la direzione della fessura m_1 coincide con la direzione della tensione principale di trazione σ_{c1} e della deformazione principale ε_1 anche quando questa ruota.

Si riporta di seguito un'immagine relativa ai due approcci.

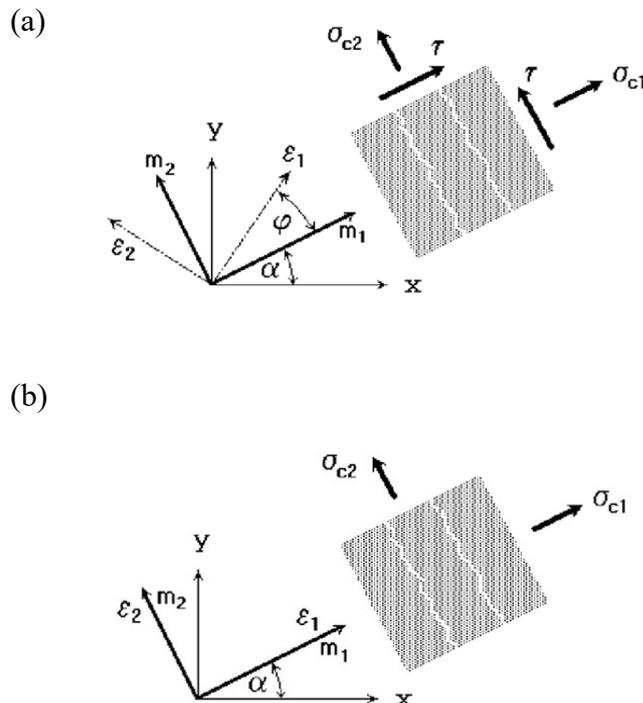


Figura 3-16. a) Stato di tensione-deformazione nel fixed crack model. b) Stato di tensione-deformazione nel rotated crack model. Tratto da “ATENA Program Documentation Part I Theory”^[20].

Il materiale CC3DNonLinCementitious2 tiene inoltre conto del fenomeno di tension stiffening ovvero di contributo del calcestruzzo alla rigidezza dell'acciaio d'armatura, per mezzo del fattore di tension stiffening c_{ts} . Il quale fissa un limite alla tensione di trazione nel ramo di softening pari a $c_{ts}f_t$. Nel modello della trave il c_{ts} è stato assunto pari a 0.4 come consiglia il manuale^[20] e il Model Code^[13], sia per il calcestruzzo della trave che per quello gettato in opera di soletta e traversi.

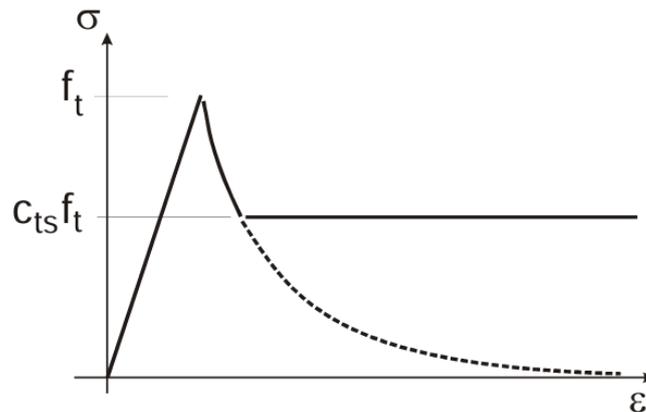


Figura 3-17. Effetto del tension stiffening nel cls. tratto da “ATENA Program Documentation Part 1 Theory”^[20].

Come è possibile osservare in Figura 3-18 il programma considera inoltre la riduzione di resistenza a compressione per via della fessurazione in direzione parallela attraverso il fattore r_c . La resistenza $f_c^{'ef}$ diventa così data dalla seguente formula dove f_c è la resistenza a compressione senza fessurazione.

$$f_c^{'ef} = r_c f_c \quad (3.8)$$

Il fattore di riduzione r_c come si evince dalla Figura 3-18 e come spiegato nel manuale^[20] diminuisce partendo da 1 all'aumentare della deformazione di apertura della fessura ϵ_v , fino a raggiungere il valore limite impostato di default a 0.8.

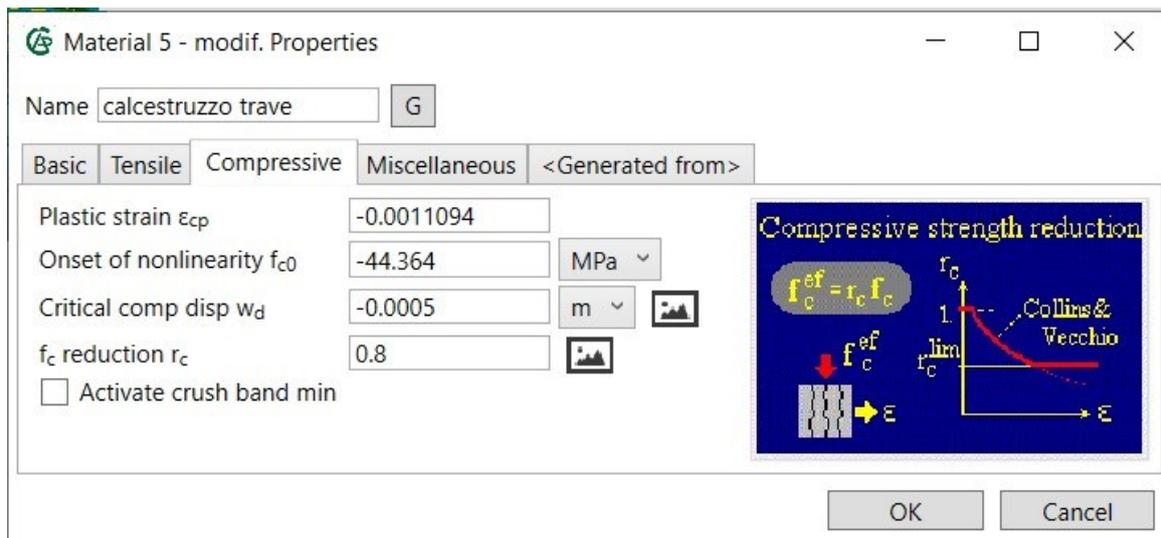


Figura 3-18. Finestra relativa alle proprietà a compressione del materiale calcestruzzo trave.

Infine nel modellare i 2 calcestruzzi di trave e di soletta e traversi è stato impiegato l'unloading factor in Figura 3-10 b), il quale regola la chiusura delle fessure e può assumere i valori compresi tra 1 per il quale il diagramma tensione-deformazione scarica secondo il modulo elastico iniziale e 0 per il quale scarica tornando all'origine.

Nel modello della trave in c.a.p. sono stati realizzati due materiali calcestruzzo identici per quanto riguarda il calcestruzzo della trave, uno con unloading factor pari a 0.1 e uno con unloading factor pari a 0.2. la stessa cosa è stata fatta per il calcestruzzo di soletta e traversi.

In questo modo è stato possibile simulare un danneggiamento dei calcestruzzi durante la prova ciclica attraverso la sostituzione del materiale.

3.6.2 Acciai dell'armatura ordinaria e dei cavi da precompressione

Per definire i 2 materiali acciaio impiegati rispettivamente nell'armatura ordinaria e in quella di precompressione si è proceduto nel seguente modo: partendo dall'albero di input e selezionando la voce reinforcement all'interno del gruppo materials, e successivamente attraverso il comando reinforcement nella finestra in basso, evidenziata in rosso in Figura 3-19, generando i due acciai.

ATENA permette a questo punto la creazione del legame costitutivo in automatico, inserendo il modulo elastico E_s e la tensione di snervamento caratteristica f_{yk} una volta selezionata la voce: general e il tipo di rinforzo: tendon (cavo) o bar (barra).

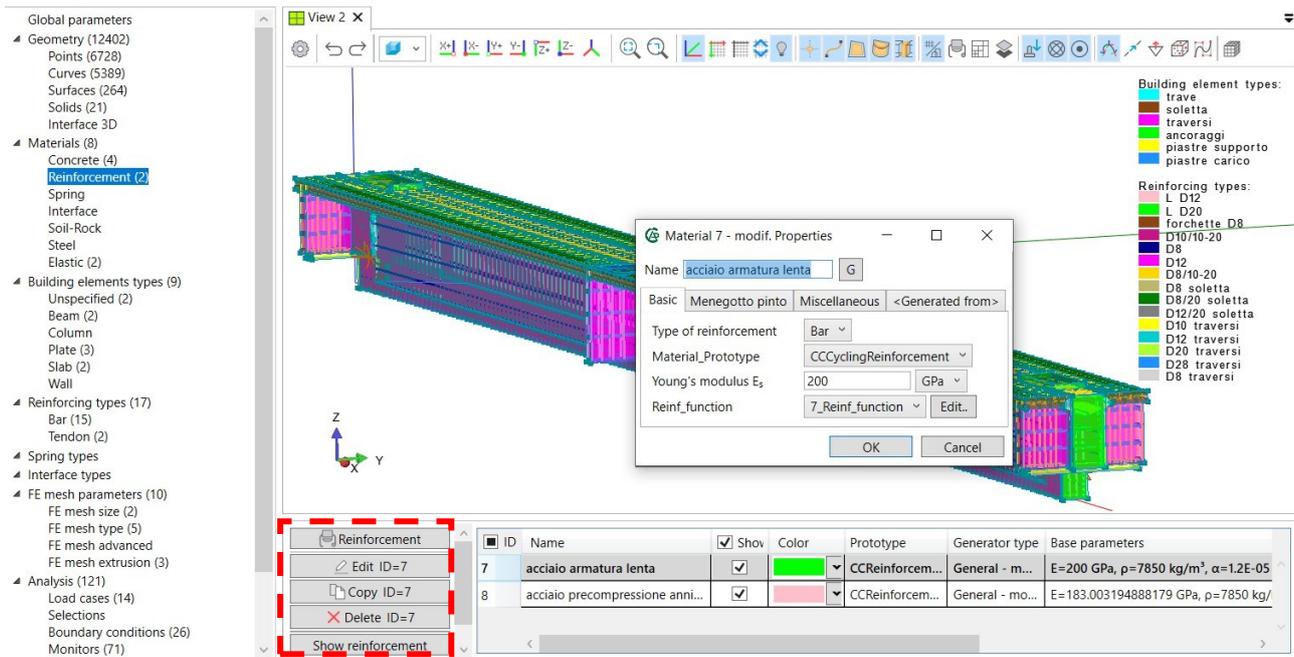


Figura 3-19. Schermata del programma ATENA Pre per la definizione degli acciai d'armatura.

Successivamente risulta possibile attraverso il doppio clic sul materiale, nella finestra in basso, visualizzarne le proprietà e attraverso il tasto edit accedere alla finestra, riportata in Figura 3-20, che permette di modificare il legame costitutivo.

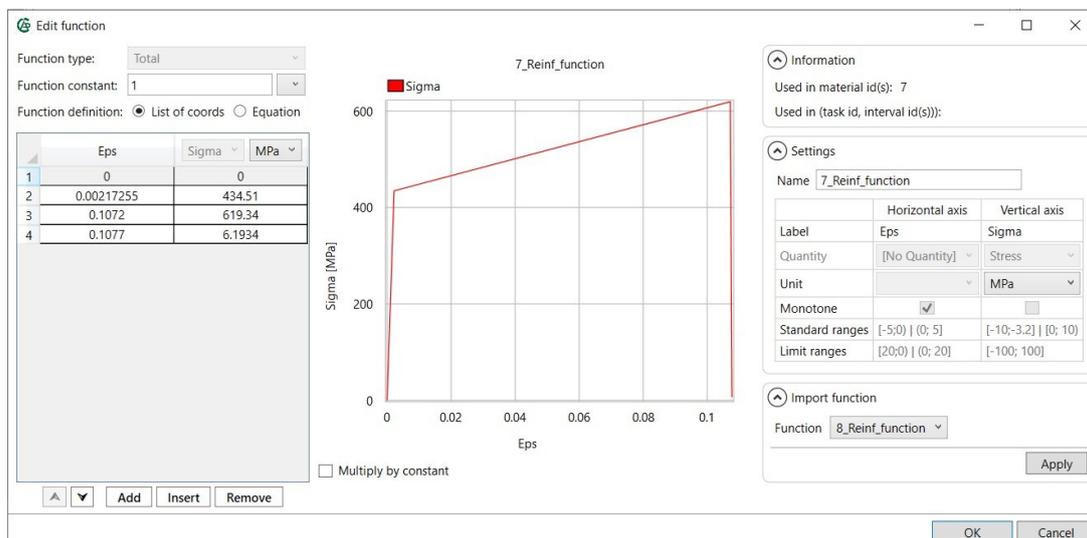


Figura 3-20. Finestra per la modifica del legame costitutivo dell'acciaio d'armatura.

Per quanto concerne l'acciaio d'armatura ordinaria sono stati impiegati i valori medi delle tensioni di snervamento e di rottura e della deformazione ultima, disponibili grazie alle prove a rottura sui campioni di barre. Così facendo il modello approssima in maniera realistica la trave reale.

Di seguito si riportano la tabella contenente i valori medi impiegati per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio d'armatura ordinaria e il diagramma stesso.

acciaio d'armatura lenta	valore medio	valore caratteristico
	μ_{fy} [MPa]	f_{yk} [MPa]
resistenza allo snervamento	434.51	402.45
	μ_{ft} [MPa]	f_{tk} [MPa]
resistenza a trazione	619.34	568.47
	$\mu_{\epsilon y}$ [%]	ϵ_{yk} [%]
deformazione di snervamento	0.217	0.201
	$\mu_{\epsilon u}$ [%]	ϵ_{uk} [%]
deformazione ultima	10.72	4.89
	μ_{Es} [MPa]	E_{sk} [Mpa]
modulo elastico	200000	-

Tabella 3-6. Tabella dei valori medi e caratteristici dell'acciaio d'armatura ordinaria.

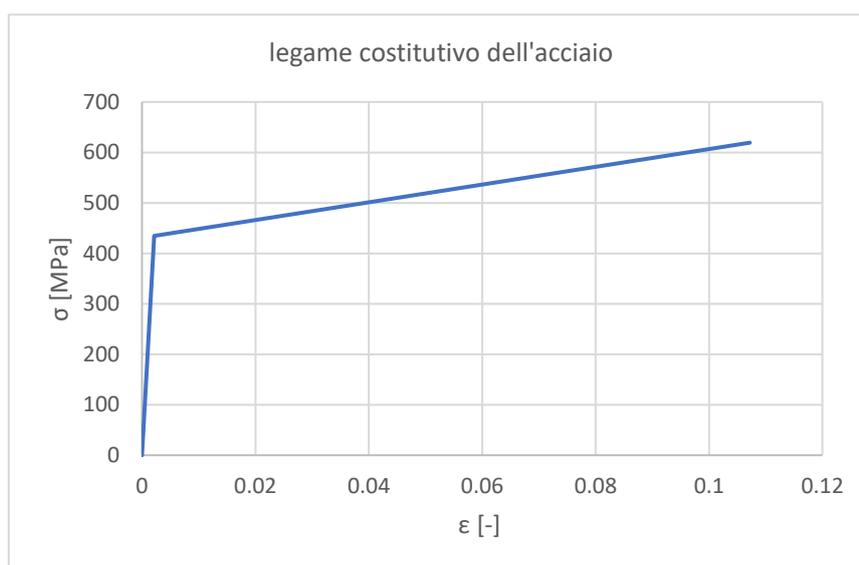


Figura 3-21. Diagramma tensione-deformazione dell'acciaio d'armatura ordinaria.

Solo all'acciaio d'armatura ordinaria è poi stato assegnato il prototipo di materiale CCCyclingReinforcement, che permette di tenere conto del comportamento isteretico nei cicli di carico e scarico secondo il modello non lineare di Menegotto e Pinto, come spiegato nel manuale^[20].

Di seguito si riporta un esempio del diagramma tensione-deformazione dell'acciaio sotto carico ciclico con la legge di Menegotto e Pinto preso dal manuale di teoria^[20].

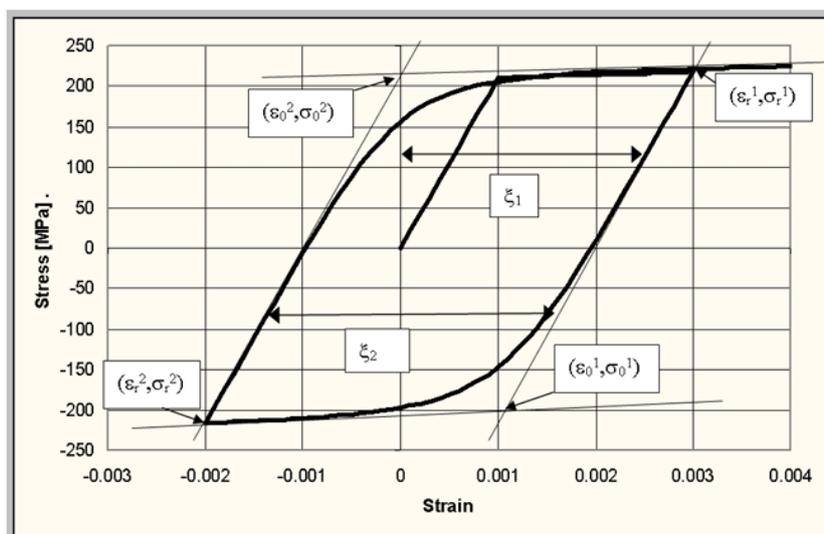


Figura 3-22. Esempio di diagramma tensione-deformazione sotto carico ciclico dell'acciaio tratto da "ATENA Program Documentation Part 1 Theory"^[20].

Per quanto riguarda la modellazione dell'acciaio armonico impiegato nell'armatura da precompressione sotto forma di fili Ø7 mm, non essendo disponibili risultati di prove distruttive si sono fatte 3 ipotesi e quindi adottati 3 differenti legami costitutivi che vedremo di seguito, sempre però impiegando i valori medi delle proprietà e facendo riferimento alla tensione di snervamento f_{py} con la tensione al 0.1% di deformazione residua $f_{p0.1}$.

In prima battuta per l'acciaio armonico 1 si sono adottati i valori forniti dalla relazione di prova^[17] presi da cataloghi.

In particolare, essendo questi dei valori caratteristici è stato necessario ricorrere alle formulazioni proposte nel JCSS Probabilistic Model Code^[23] per ottenere il valore medio di resistenza a trazione f_{pt} pari a $1.04f_{ptk}$ e quello medio di resistenza allo snervamento $f_{p0.1}$ pari a $0.85f_{pt}$. Anche per quanto riguarda il modulo elastico e la deformazione ultima si sono seguite le indicazioni del JCSS Probabilistic Model Code^[23].

In secondo luogo, si sono adottati i valori di resistenza forniti dal testo "Ispezioni speciali su ponti esistenti in c.a.p. a cavi scorrevoli ai sensi delle Linee Guida: la classificazione e la valutazione accurata"^[24] in quanto congrui alle norme vigenti all'epoca di costruzione del manufatto. Questi valori di resistenza cautelativi sono stati trattati come caratteristici e in maniera analoga alla precedente si sono ricavati i valori medi. Si è così definito un acciaio armonico 2.

Infine, si è adottato il valore medio di resistenza allo snervamento $f_{p0.1}$ precedentemente definito e si è ipotizzato un rapporto di incrudimento del 1.1 per ridefinire la f_{pt} , nell'acciaio armonico 3.

(a)

acciaio da precompressione	valore medio	valore caratteristico
	$\mu_{f_{p0,1}}$ [MPa]	$f_{p0,1k}$ [MPa]
resistenza allo snervamento	1565	1558
	$\mu_{f_{pt}}$ [MPa]	f_{ptk} [Mpa]
resistenza a trazione	1841	1770
	μ_{ϵ_y} [%]	ϵ_{yk} [%]
deformazione di snervamento	0.782	0.779
	μ_{ϵ_u} [%]	ϵ_{uk} [%]
deformazione ultima	5	-
	σ_{po} [Mpa]	σ_{pok} [Mpa]
tensione di precompressione	1150	-
	$\mu_{E_{sp}}$ [MPa]	E_{spk} [Mpa]
modulo elastico	200000	-

(b)

acciaio da precompressione	valore medio	valore caratteristico
	$\mu_{f_{p0,1}}$ [MPa]	$f_{p0,1k}$ [MPa]
resistenza allo snervamento	1432	1420
	$\mu_{f_{pt}}$ [MPa]	f_{ptk} [Mpa]
resistenza a trazione	1685	1620
	μ_{ϵ_y} [%]	ϵ_{yk} [%]
deformazione di snervamento	0.716	0.710
	μ_{ϵ_u} [%]	ϵ_{uk} [%]
deformazione ultima	5	-
	σ_{po} [Mpa]	σ_{pok} [Mpa]
tensione di precompressione	1150	-
	$\mu_{E_{sp}}$ [MPa]	E_{spk} [Mpa]
modulo elastico	200000	-

(c)

acciaio da precompressione	valore medio
	$\mu_{f_{p0,1}}$ [MPa]
resistenza allo snervamento	1432
	$\mu_{f_{pt}}$ [MPa]
resistenza a trazione	1575
	μ_{ϵ_y} [%]
deformazione di snervamento	0.716
	μ_{ϵ_u} [%]
deformazione ultima	5
	σ_{po} [Mpa]
tensione di precompressione	1150
	$\mu_{E_{sp}}$ [MPa]
modulo elastico	200000

Tabella 3-7. a) b) c) Rispettivamente tabelle delle proprietà degli acciai armonici 1, 2 e 3.

Si riporta di seguito il grafico di confronto tra i legami costitutivi dei 3 acciai armonici ipotizzati per il modello.

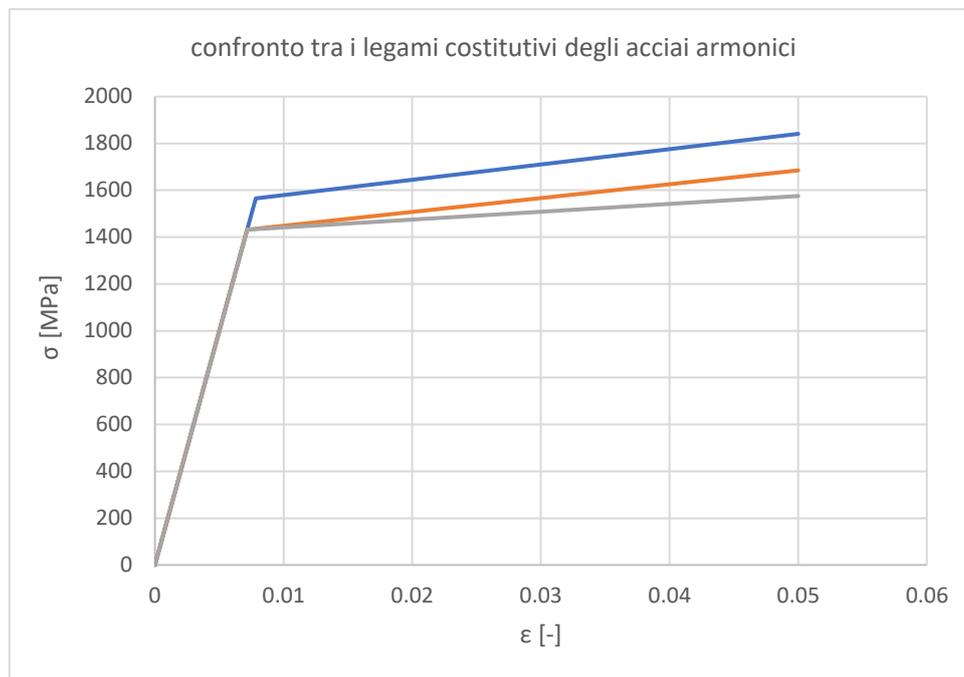


Figura 3-23. Diagramma tensione-deformazione degli acciai armonici. In blu l'acciaio armonico 1, in arancio l'acciaio armonico 2, in grigio l'acciaio armonico 3.

3.6.3 Materiali elastici per le piastre

Per le piastre di ancoraggio, di supporto e di carico si è scelto di utilizzare dei materiali elastici lineari. Questi sono stati definiti nel programma a partire dalla voce elastic nella sezione materials.

In particolare, per le piastre di ancoraggio e di supporto si è scelto di assegnare una rigidità molto elevata di 2000 GPa. Così facendo le deformazioni verticali delle piastre di supporto si possono trascurare, ottenendo dall'analisi direttamente i valori di spostamento relativi alla sola deformazione della trave.

Per le piastre di ripartizione del carico invece la rigidità assegnata al materiale elastico è stata di 200 GPa essendo queste in acciaio nella realtà e volendo tenere conto di una trasmissione del carico realistica.

Il coefficiente di Poisson è stato lasciato al valore di default pari a 0.3 (tipico dell'acciaio) per tutte le piastre.

3.7 Creazione e assegnazione degli elementi strutturali

Definita la geometria e i materiali è stato possibile creare gli elementi strutturali e assegnarli ai solidi geometrici.

In particolare, sono stati realizzati a partire dall'albero di input del programma nella sezione building elements types:

- 2 elementi beam per entità geometriche 3D con interpolazione quadratica della mesh diversi nei materiali.

Al primo elemento beam è stato assegnato il materiale cls. della trave con unloading factor pari a 0.1, questo elemento successivamente è stato assegnato al volume della trave.

Al secondo elemento invece è stato assegnato il materiale cls. della trave con unloading factor pari a 0.2, con l'obiettivo di sostituire l'elemento precedente durante la storia di carico per tenere conto del danneggiamento.

- 2 elementi unspecified per entità geometriche 3D con interpolazione lineare della mesh diversi nei materiali.

Il primo è stato assegnato ai volumi dei traversi, e presenta il materiale cls. di soletta e traversi con unloading factor pari a 0.1.

Il secondo invece presenta il materiale cls. di soletta e traversi con unloading factor pari a 0.2.

- 2 elementi slab per entità geometriche 3D con interpolazione quadratica della mesh diversi nei materiali.

Al primo elemento slab, assegnato ai volumi della soletta, è stato dato il materiale cls. di soletta e traversi con unloading factor pari a 0.1.

Al secondo elemento slab è stato assegnato il materiale cls. di soletta e traversi con unloading factor 0.2.

- 3 elementi plate per entità geometriche 3D con interpolazione lineare della mesh.

Uno assegnato ai volumi delle piastre di appoggio con il materiale elastico lineare di rigidità 2000 GPa.

Uno assegnato ai volumi delle piastre di ancoraggio con il materiale elastico lineare di rigidità 2000 GPa.

Uno assegnato ai volumi delle piastre di ripartizione del carico con il materiale elastico lineare di rigidezza 200 GPa.

Di seguito si riporta la schermata del programma per la definizione degli elementi strutturali.

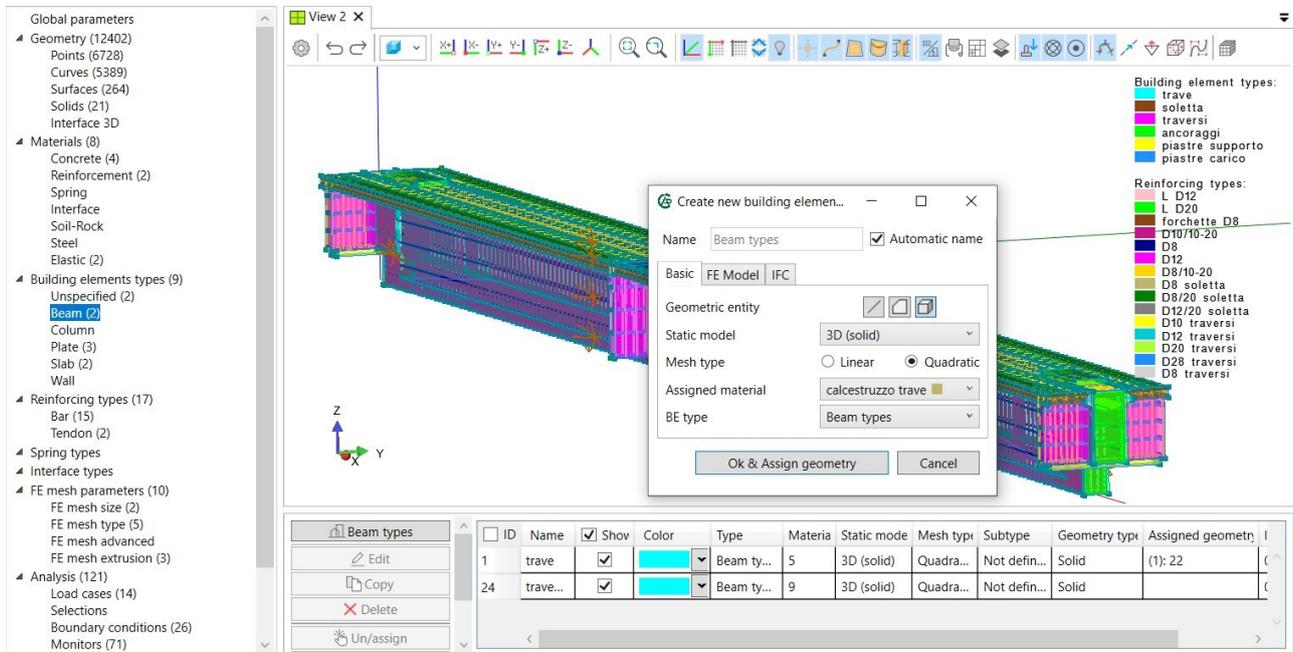


Figura 3-24. Schermata del programma per la definizione dei building elements types.

3.8 Creazione e assegnazione di armature ordinarie e cavi

Una volta disegnata l'armatura e definiti i materiali acciaio, come visto nei capitoli precedenti, si è passati alla creazione dei tipi di rinforzo definendone proprietà come l'aderenza, il perimetro e l'area per poi assegnarli alle corrispondenti entità geometriche lineari.

Come spiegato nel manuale^[20] in ATENA i rinforzi discreti (ovvero realizzati con elementi lineari truss) vengono di default resi embedded (integrati) automaticamente, ovvero discretizzati in elementi lineari più piccoli con nodi di estremità collegati ai contorni degli elementi finiti. Questo porta con sé il vantaggio di avere una mesh indipendente dal rinforzo.

Di seguito si riporta un esempio di elemento truss isoparametrico integrato con l'integrazione di Gauss che il programma impiega per le armature discrete, dove 1 e 2 sono i nodi mentre 3 indica l'integration point e r e s sono le coordinate parametriche.

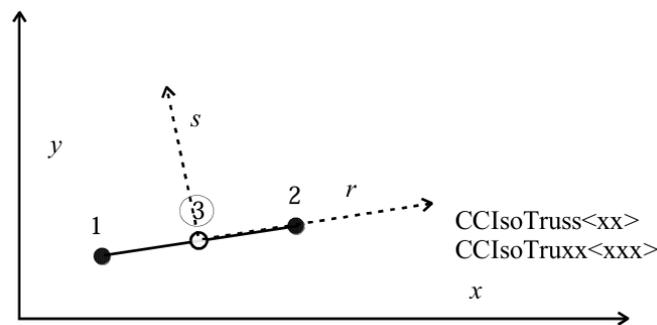


Figura 3-25. Esempio di elemento truss isoparametrico tratto da “*ATENA Program Documentation Part I Theory*”^[20].

Per quanto riguarda l'armatura ordinaria si sono generati i tipi di rinforzo corrispondenti a ogni tipologia di barra attraverso il tasto bar (evidenziato in rosso nella figura seguente) assegnando il materiale acciaio dell'armatura ordinaria, il corretto diametro e la perfetta aderenza.

Successivamente ogni tipo di rinforzo è stato assegnato ai corrispondenti elementi geometrici lineari.

In Figura 3-26 vengono evidenziati in rosso i diversi tipi di rinforzo, il tasto bar che permette di generarli e la finestra per la definizione delle proprietà.

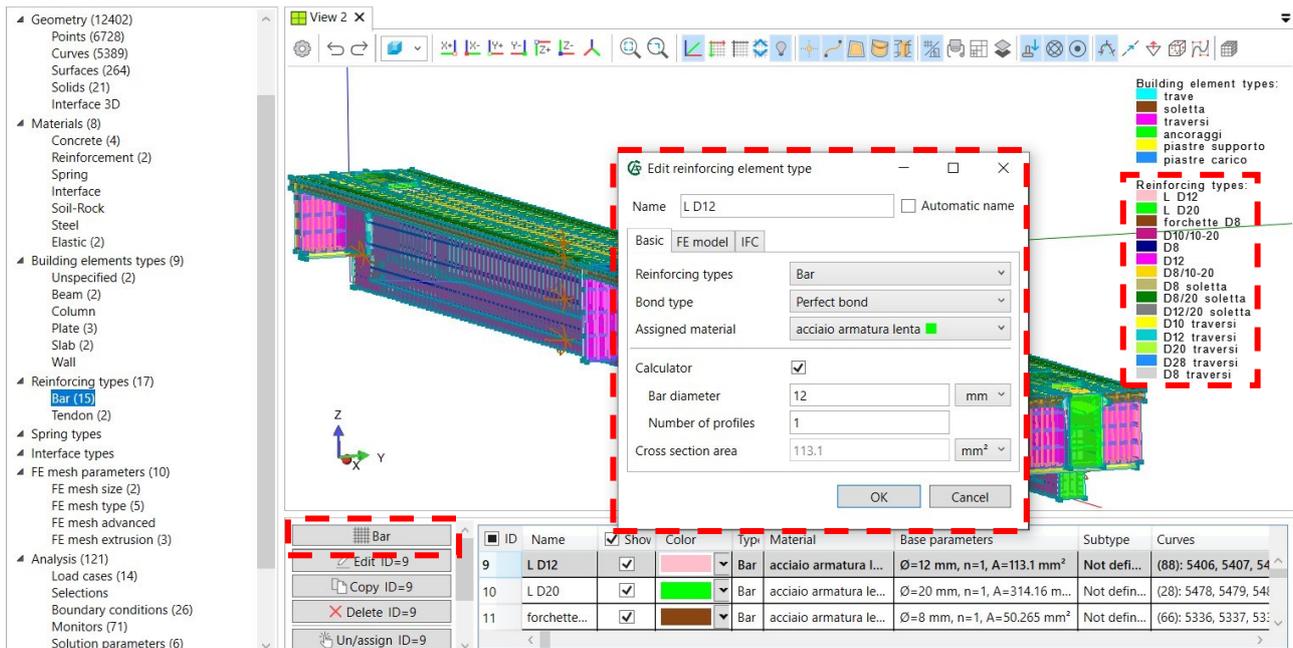


Figura 3-26. Schermata del programma per la definizione dei reinforcing types.

In maniera analoga si è proceduto per generare 2 tipologie di cavo:

- Un tipo di cavo non aderente assegnato ai 9 cavi tracciati, composto da 18 fili $\phi 7$ mm del materiale acciaio armonico, con il fine di simulare l'azione di post tensione durante l'analisi numerica.

Per questo tipo di cavo è stata selezionata la voce: fixed end none e sono stati assegnati un coefficiente di attrito μ pari a 0.2 in accordo al Model Code 2010^[13] e un wobble coefficient k di 0.0001 non modificabile, i quali si legano alla tensione di precompressione $\sigma_{p0}(s)$ funzione dell'ascissa curvilinea s secondo la relazione:

$$\sigma_{p0}(s) = \sigma_{p0}(s = 0) \cdot e^{-\mu(\alpha + ks)} \quad (3.9)$$

Dove α rappresenta la deviazione angolare totale.

- Un tipo di cavo aderente, composto da 18 fili $\phi 7$ mm del materiale acciaio armonico, con il compito di sostituire la tipologia precedente nei 9 cavi dopo la post tensione nella storia di carico per simulare l'iniezione delle guaine.

Per questo tipo di cavo si è generata tramite ATENA una legge di aderenza in accordo al Model Code 2010^[13] che viene di seguito riportata.

$$\tau_0 = \tau_{max} \left(\frac{s}{s_1} \right)^{0.5} \quad (3.10)$$

Dove τ_0 è la tensione di aderenza, τ_{max} la massima tensione di aderenza, s lo scorrimento,

$$\tau_{max} = 0.1\sqrt{f_{cm}} \quad \text{in [MPa]} \quad (3.11a)$$

$$s_1 = 0.01 \text{ mm} \quad (3.11b)$$

e f_{cm} la resistenza a compressione del calcestruzzo cilindrica media.

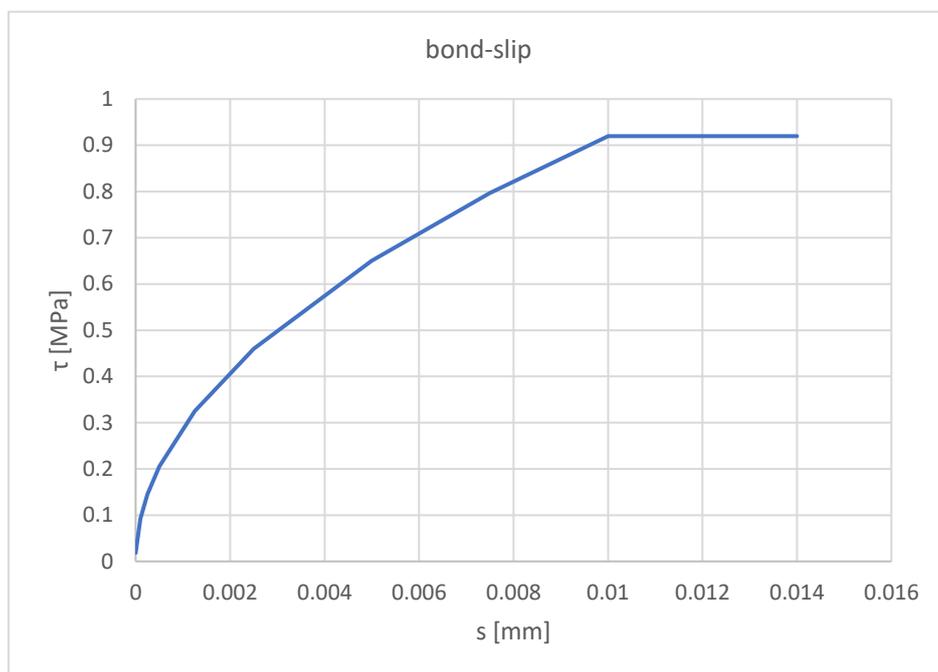


Figura 3-27. Legge di bond-slip per i cavi aderenti.

3.9 Definizione della mesh di elementi finiti

Di seguito si analizzano le caratteristiche della mesh di elementi finiti, per quanto riguarda forma e dimensioni, impiegata nel modello della trave in c.a.p..

3.9.1 Tipologia della mesh

La mesh di elementi finiti in ATENA viene generata in automatico dal programma prima dell'analisi, una volta inseriti dall'utente i parametri di forma e dimensioni nella sezione: FE mesh parameters dell'albero di input (evidenziati in rosso in Figura 3-28).

In particolare alle sezioni iniziali e finali di trave, soletta e traversi è stata assegnata attraverso il comando: FE mesh type una mesh 2D quad-dominant structured ovvero una mesh formata da elementi quadrilateri con lati ortogonali dove questo sia possibile per le forme della sezione.

Successivamente attraverso il comando: FE mesh extrusion queste mesh superficiali sono state estruse lungo lo sviluppo longitudinale della struttura generando una rete di elementi finiti 3D.

Per quanto riguarda le piastre di ancoraggio, supporto e ripartizione del carico sono state assegnate mesh 3D hexa-dominant non structured, ovvero mesh formate da elementi esaedro dove questo sia possibile per le forme del volume.

3.9.2 Dimensioni della mesh

Per avere una mesh di dimensioni adeguate, che permettesse al modello di simulare realisticamente il comportamento della trave durante la prova di carico, si è intervenuti sulla dimensione degli elementi finiti in direzione longitudinale.

Nel dettaglio è stata assegnata, tramite il comando: FE mesh size, una dimensione di 0.1 m agli elementi finiti lungo le linee longitudinali di trave e soletta, come riportato in Figura 3-28.

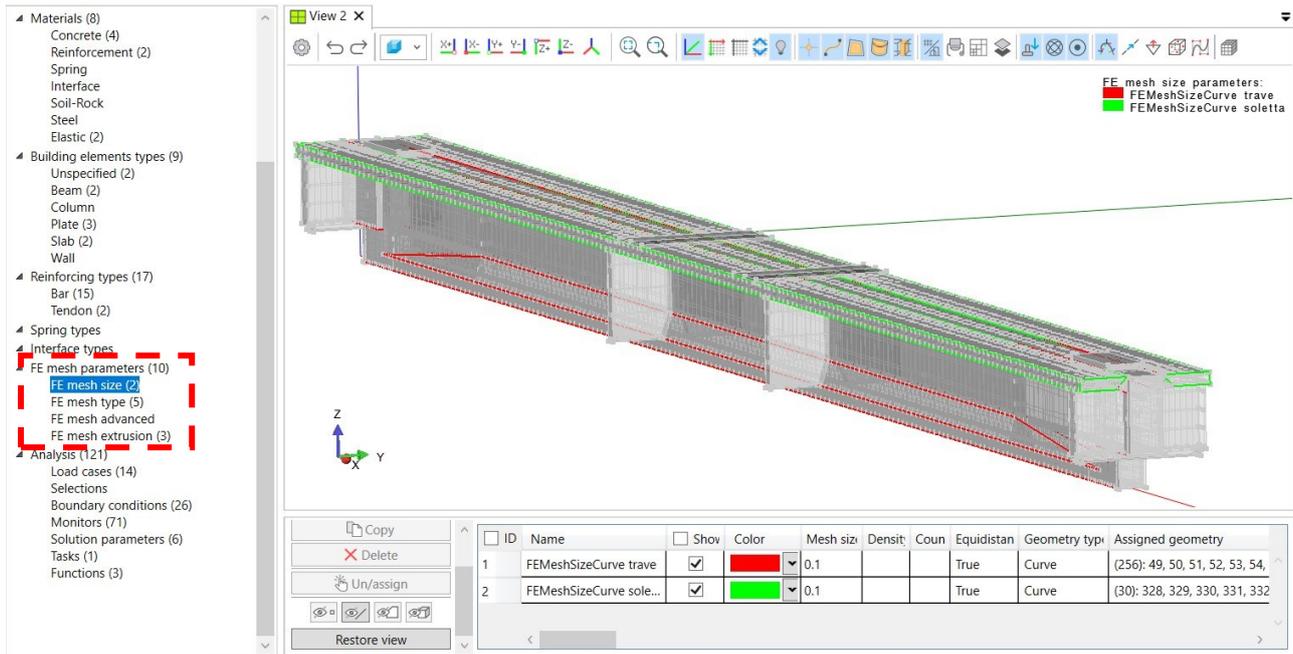


Figura 3-28. Schermata di assegnazione della FE mesh size 0.1 m in direzione longitudinale.

3.9.3 Mesh risultante

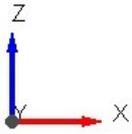
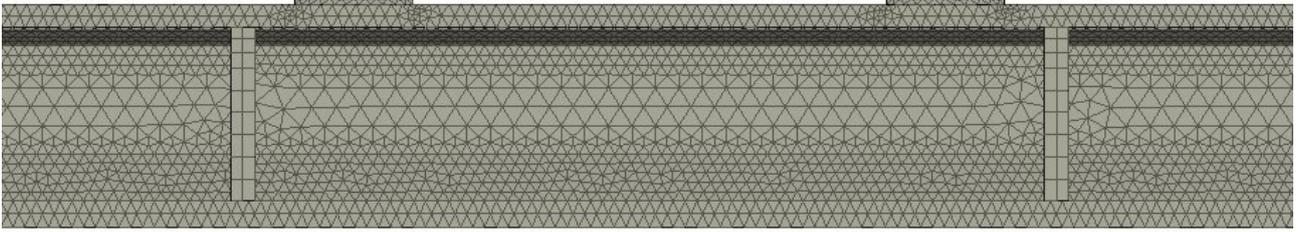
Come è possibile osservare dalla Figura 3-29 la mesh risultante si presenta simmetrica rispetto alla sezione di mezzeria in accordo alla simmetria della trave e composta da:

- Elementi tetraedrici e cunei (wedges) per quanto riguarda i volumi di trave e soletta, per via della loro geometria di forma complessa.
- Elementi esaedrici o, meglio ancora, brick e cunei (wedges) per quanto riguarda i volumi dei traversi aventi una geometria maggiormente regolare.
- Elementi tetraedrici per le piastre, poiché il programma genera una mesh compatibile con la mesh degli elementi confinanti.

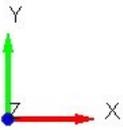
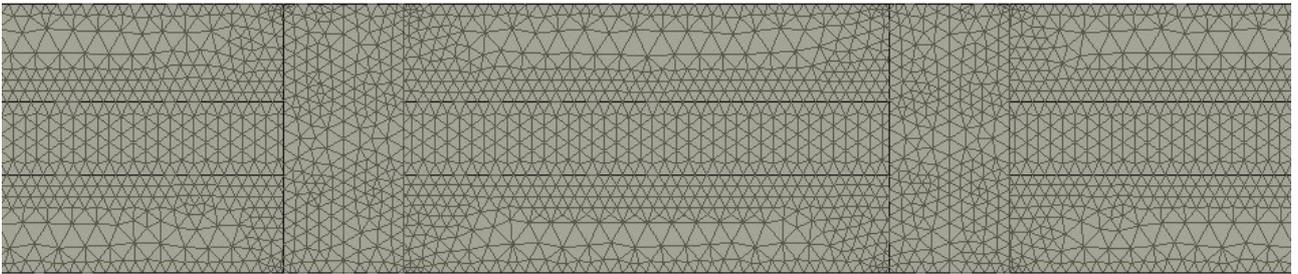
In Figura 3-30 vengono riportate le varie tipologie di elementi finiti isoparametrici tridimensionali, integrati attraverso l'integrazione di Gauss, che vengono impiegati dal programma e precedentemente citati. Nelle immagini i punti pieni rappresentano i nodi mentre i punti vuoti sono gli integration points.

In totale sono stati impiegati: 247491 tetraedri, 40 cunei, 1113 esaedri occupando una memoria di 170339 kByte.

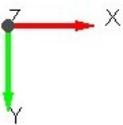
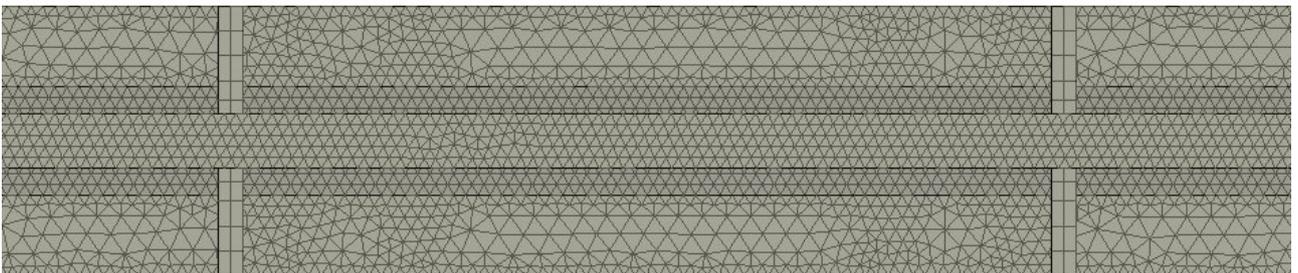
(a)



(b)



(c)



(d)

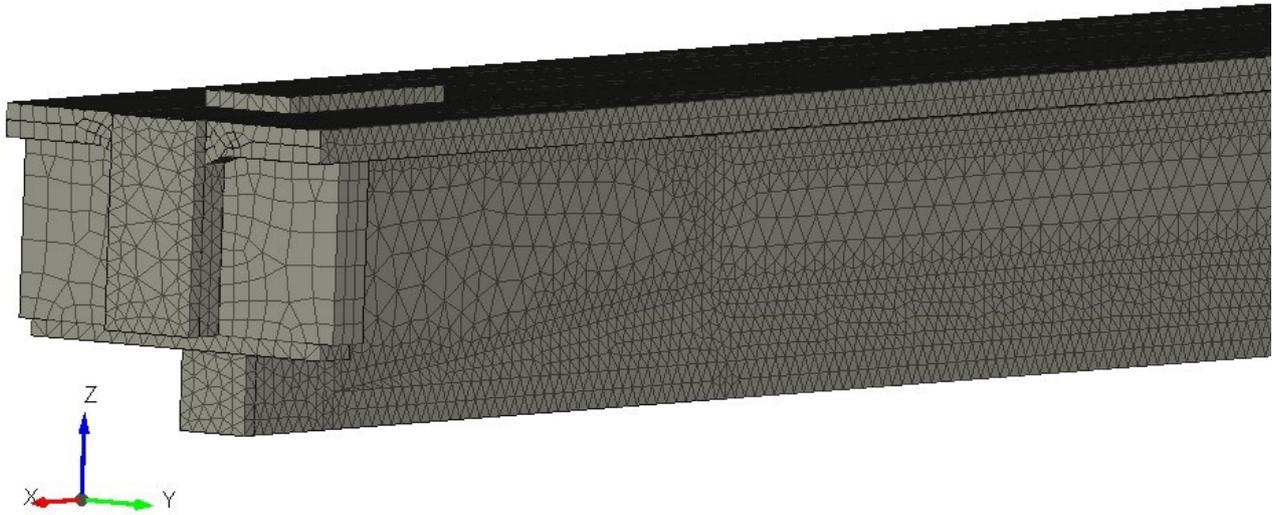


Figura 3-29. a) FE mesh simmetrica al centro della trave in vista frontale. b) FE mesh simmetrica al centro della trave in vista dall'alto. c) FE mesh simmetrica al centro della trave in vista dal basso. d) FE mesh di inizio trave in prospettiva.

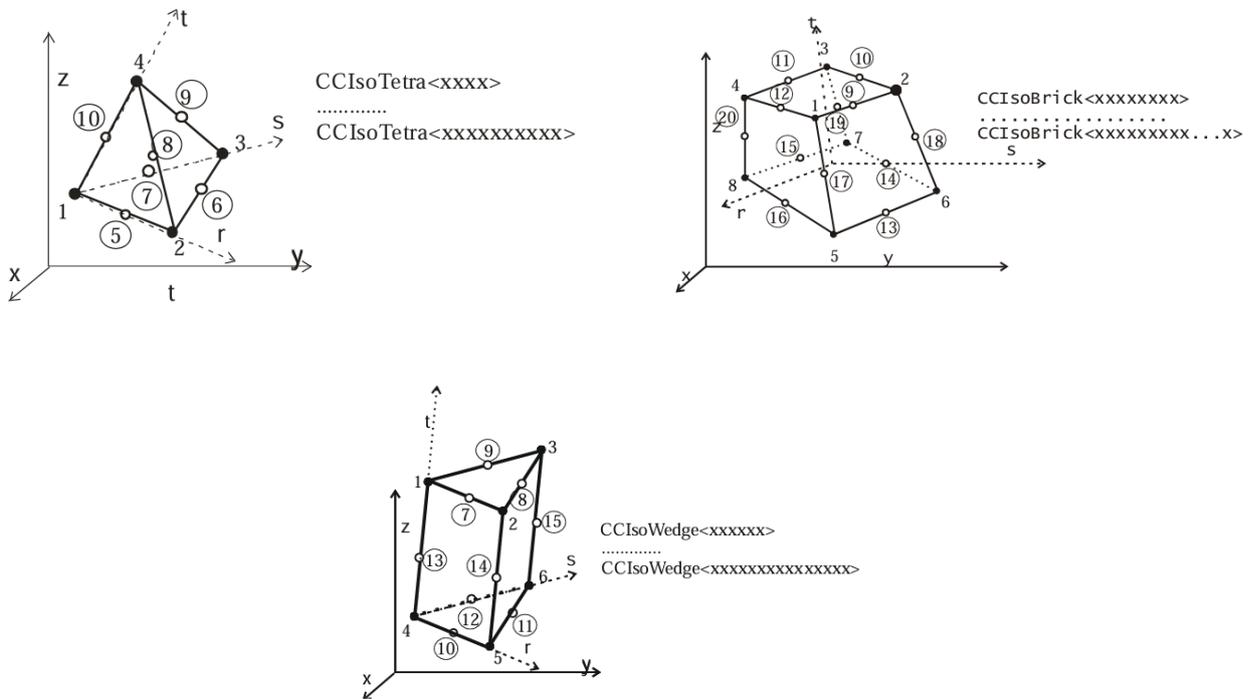


Figura 3-30. Elementi tridimensionali isoparametrici impiegati da ATENA tratto da “ATENA Program Documentation Part I Theory”^[20].

3.10 Definizione delle condizioni al contorno

Per completare il modello meccanico della trave in c.a.p. finora realizzato è necessario stabilire le boundary conditions, ovvero le condizioni al contorno. Queste sono date da tutti i vincoli e i carichi/azioni che coinvolgono il modello meccanico della trave, e possono riguardare punti, linee, superfici e volumi.

Il programma ATENA assegna ogni condizione al contorno che si definisce a un determinato load case (caso di carico) così da poterle gestire comodamente.

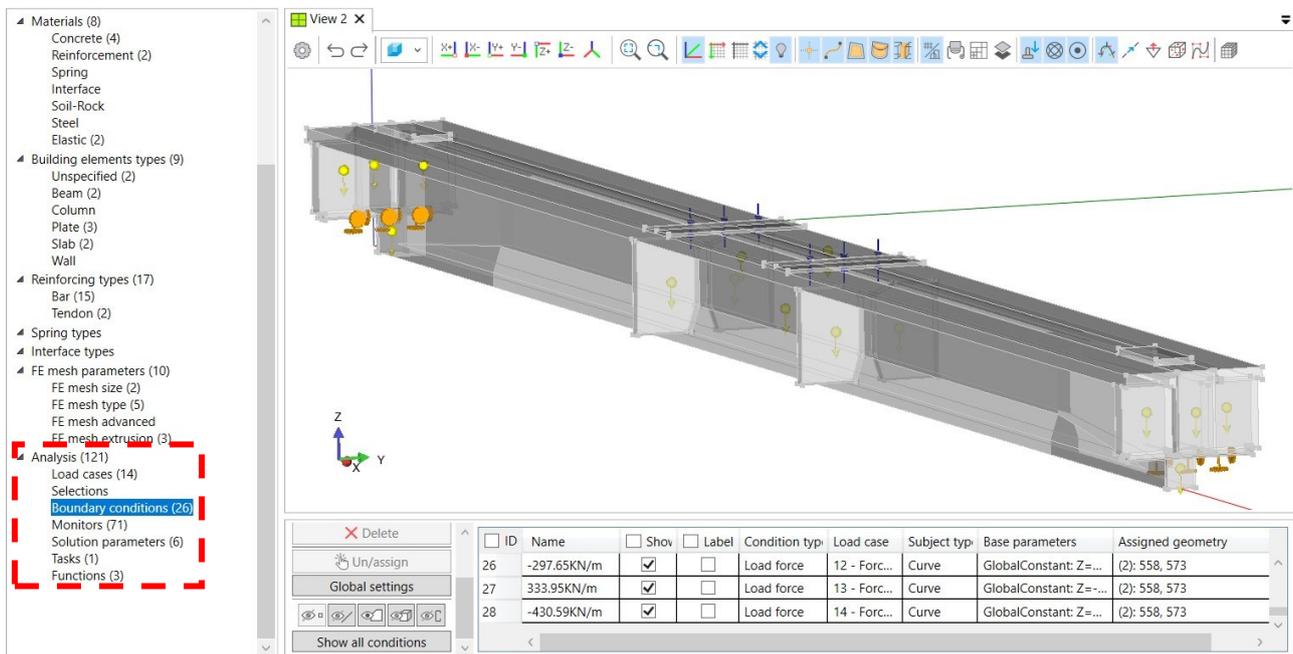


Figura 3-31. Definizione dei load cases e delle boundary conditions, con modello vincolato e soggetto alle azioni di carico, precompressione e peso proprio.

3.10.1 Load cases

A partire dalla sezione analysis dell'albero di input (evidenziata in rosso in Figura 3-31) sono stati generati i seguenti load cases:

- Body force: a cui assegnare la condizione al contorno relativa alla forza peso.
- Supports: a cui assegnare le condizioni al contorno di cerniera e carrello per gli appoggi e le condizioni al contorno fixed contact per le superfici non fisicamente collegate.
- Prestressing: a cui assegnare la condizione al contorno di precompressione.

- Spostamento imposto: a cui assegnare la condizione al contorno di spostamento ai martinetti pari a 45 cm per eseguire le analisi monotone.
- 10 load cases a cui assegnare rispettivamente le 10 condizioni al contorno relative alle forze totali massime di carico e scarico applicate nella prova ciclica.

3.10.2 Condizioni al contorno

Per vincolare il modello della trave durante la prova di carico si è scelto di adottare uno schema cerniera-carrello, in quanto non distante come modellazione meccanica dallo schema statico della trave reale in semplice appoggio.

In particolare, sono state realizzate le due seguenti condizioni al contorno (visibili in Figura 3-31):

- Cerniera: una boundary condition per la linea inferiore di mezzeria della piastra di appoggio (lato sistema di riferimento/plinto A) che ne limita gli spostamenti in direzione X (longitudinali), Y (trasversali) e Z (verticali) lasciando libera solo la rotazione attorno all'asse Y.
- Carrello: una boundary condition per la linea inferiore di mezzeria della piastra di appoggio (lato opposto al sistema di riferimento/plinto B) che ne limita gli spostamenti in direzione Y e Z lasciando liberi la rotazione attorno all'asse Y e la traslazione in X.

Per collegare tra loro le superfici che condividevano dei piani geometrici ma erano fisicamente indipendenti (incapaci di trasmettersi forze e spostamenti) si è impiegata la condizione al contorno di fixed contact.

Questa condizione prevede la selezione di una superficie master, assegnata agli elementi della mesh più grande, e di una superficie slave. In particolare, sono state realizzate:

- La boundary condition di fixed contact tra le superfici slave delle piastre di appoggio e le superfici master dei traversi di appoggio e trave.
- La boundary condition di fixed contact tra le superfici slave delle piastre di ancoraggio e le superfici master della trave.
- La boundary condition di fixed contact tra le superfici slave delle piastre di carico e le superfici master di trave e soletta.

- La boundary condition di fixed contact tra le superfici slave della soletta e le superfici master della trave.
- La boundary condition di fixed contact tra le superfici slave dei traversi e le superfici master di trave e soletta.

Volendo tenere conto del peso proprio dei vari elementi strutturali è stata realizzata:

- La boundary condition weight che assegna un peso specifico di -25 kN/m^3 lungo l'asse Z ai volumi di trave, traversi, soletta e piastre di ancoraggio (visibile in Figura 3-31).

Per simulare la precompressione nella storia di carico è stata assegnata ai 9 cavi la seguente condizione al contorno.

- Prestressing: una boundary condition che applica una tensione di precompressione all'inizio del cavo $\sigma_{p0}(s = 0)$ da entrambe le testate (both ends) pari a: 1035 MPa nell'ipotesi di cadute uniformemente distribuite lungo l'ascissa curvilinea s del 10% e pari a 977.5 MPa nell'ipotesi di cadute uniformemente distribuite lungo l'ascissa curvilinea s del 15%.

Il programma sarà così in grado di tenere conto dell'azione di precompressione considerando le perdite per attrito dei cavi e per accorciamento elastico della trave.

Infine, sono state assegnate alle linee superiori di mezzeria delle 2 piastre di carico le seguenti condizioni al contorno (visibili in Figura 3-31):

- Una boundary condition di spostamento imposto alle linee pari a -45 cm lungo l'asse Z. Impiegata per simulare lo spostamento ai martinetti nelle analisi monotone.
- 10 boundary conditions corrispondenti ai 10 carichi totali verticali massimi (positivi e negativi) applicati durante la prova di carico qui divisi per 2 e distribuiti su 2.24 m di larghezza trave.

Infatti, per simulare la prova di carico ciclico si è scelto di agire in controllo di forza, così da evitare possibili trazioni (dovute alla freccia residua) nel riportare a zero lo spostamento ai martinetti.

In particolare solo gli ultimi due valori di forza che portano rispettivamente al picco di carico del 5° ciclo (carico verso il basso assunto positivo) e al carico nullo (carico verso l'alto assunto negativo) non sono uguali a quelli della prova sperimentale, ma variano in ogni analisi lanciata per arrivare a una freccia massima di 45.9 cm uguale a quella reale.

Di seguito si riporta la tabella con i carichi verticali applicati (positivi verso il basso e negativi verso l'alto), corrispondente all'analisi definitiva in cui si è raggiunta una massima freccia di 45.9 cm .

rami di carico-scarico	carico lineare su piastra [kN/m]
1	123.70
2	-123.70
3	170.09
4	-170.09
5	270.59
6	-270.59
7	394.29
8	-297.65
9	333.95
10	-430.59

Tabella 3-8. Tabella dei carichi verticali lineari (positivi verso il basso) applicati alle piastre di ripartizione nell'analisi definitiva con freccia massima di 45.9 cm.

3.11 Storia di carico

Nel definire la storia di carico (load history) si sono considerate tutte le azioni agenti sulla trave durante la prova sperimentale:

- le reazioni vincolari,
- il peso proprio,
- la precompressione,
- le forze di carico e scarico agenti sulle piastre.

In particolare, per le analisi monotone utili a una prima valutazione del modello sono stati considerati i seguenti intervalli di carico:

- Intervallo 1: in cui agiscono le reazioni vincolari insieme alla forza peso e alla precompressione.
- Intervallo 2: al cui inizio avviene il passaggio dei cavi da scorrevoli ad aderenti e in cui agiscono le reazioni vincolari, la forza peso, la precompressione e uno spostamento imposto di -45 cm lungo Z alle piastre di carico.

Per le analisi cicliche che simulano la prova sperimentale di carico ciclico sono stati considerati i seguenti intervalli:

- Intervallo 1: in cui agiscono le reazioni vincolari insieme alla forza peso e alla precompressione.
- Intervallo 2: al cui inizio avviene il passaggio dei cavi da scorrevoli ad aderenti e in cui agiscono le azioni precedenti più un carico verticale totale alle piastre pari a 554.18 kN (positivo verso il basso).
- Intervallo 3: in cui agiscono le azioni precedenti più un carico verticale totale alle piastre pari a -554.18 kN (negativo verso l'alto).
- Intervallo 4: in cui agiscono le azioni precedenti più un carico verticale totale alle piastre pari a 761.99 kN.
- Intervallo 5: in cui agiscono le azioni precedenti più un carico verticale totale alle piastre pari a -761.99 kN.

- Intervallo 6: in cui agiscono le azioni precedenti più un carico verticale totale alle piastre pari a 1212.26 kN.
- Intervallo 7: in cui agiscono le azioni precedenti più un carico verticale totale alle piastre pari a -1212.26 kN.
- Intervallo 8: al cui inizio avviene il passaggio dai calcestruzzi con unload factor 0.1 a quelli con unload factor 0.2 e in cui agiscono le azioni precedenti più un carico verticale totale alle piastre pari a 1766.44 kN.
- Intervallo 9: in cui agiscono le azioni precedenti più un carico verticale totale alle piastre pari a -1333.49 kN.
- Intervallo 10: in cui agiscono le azioni precedenti più un carico verticale totale alle piastre pari a 1496.10 kN nell'analisi in cui si è raggiunta la freccia di 45.9 cm.
- Intervallo 11: in cui agiscono le azioni precedenti più un carico verticale totale alle piastre pari a -1929.05 kN nell'analisi in cui si è raggiunta la freccia di 45.9 cm.

Nel programma la storia di carico è gestita e definita attraverso la voce tasks presente nella sezione analysis dell'albero di input a sinistra.

In particolare ATENA permette di creare diversi intervalli di carico e per ognuno di definire:

- i load cases, che una volta inseriti rimangono attivi anche negli intervalli successivi ad eccezione dei vincoli,
- il metodo di soluzione iterativo (si è optato per Newton-Raphson),
- il numero di step di carico,
- i moltiplicatori dell'intervallo e dei singoli load cases (assunti pari a 1),
- le fasi di costruzione con cui cambiare materiali o schemi statici.

Poiché la prova sperimentale di carico ciclica non presentava incrementi di carico costanti nei singoli rami di carico/scarico si è optato per dividere in maniera uniforme le forze di ogni ramo (positive verso il basso e negative verso l'alto) con un numero di step uguale ai centimetri di spostamento ai martinetti.

Di seguito si riporta una schermata della finestra: task, in cui a sinistra troviamo gli intervalli di carico, in centro i parametri dell'intervallo selezionato e a destra i load cases scelti per l'intervallo selezionato insieme alle fasi di costruzione.

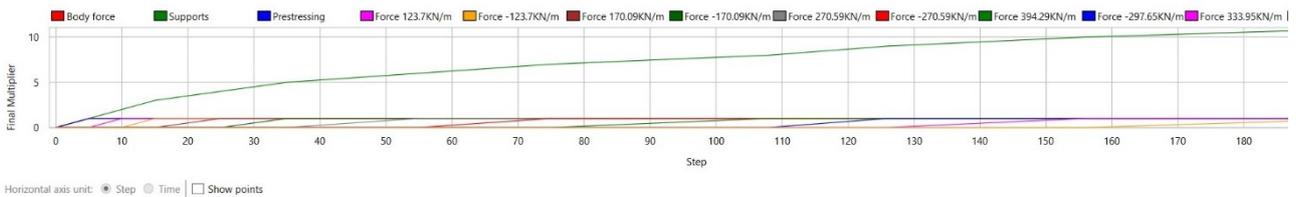
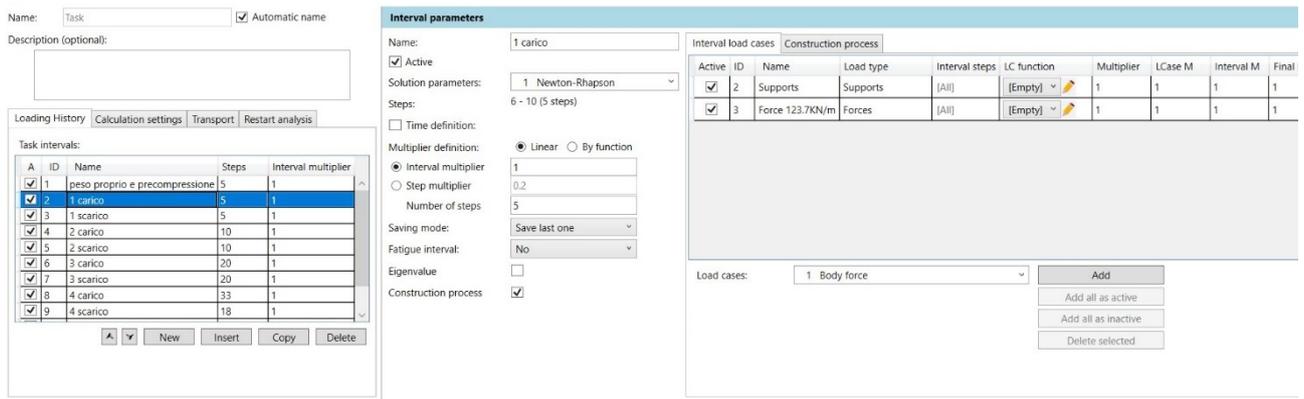


Figura 3-32. Schermata della finestra task per la definizione della storia di carico.

intervallo di carico	rami di carico-scarico	forza peso [kN/m ³]	precompressione [MPa]	forza tot. martinetti [kN]
1	-	25	1035	-
2	1	-	-	554.18
3	2	-	-	-554.18
4	3	-	-	761.99
5	4	-	-	-761.99
6	5	-	-	1212.26
7	6	-	-	-1212.26
8	7	-	-	1766.44
9	8	-	-	-1333.49
10	9	-	-	1496.10
11	10	-	-	-1929.05

Tabella 3-9. Tabella delle azioni esterne applicate per intervallo di carico, nell'analisi definitiva con freccia massima di 45.9 cm. Valori assunti positivi verso il basso.

La tabella precedente riassume le azioni esterne applicate per intervallo di carico, nell'analisi definitiva in cui si è raggiunta la freccia massima di 45.9 cm e in cui si è considerata una caduta di precompressione del 10%.

Di seguito si riporta la tabella dei load cases per intervallo di carico relativa sempre all'analisi definitiva con freccia massima di 45.9 cm.

intervallo di carico	load cases	step di carico	cavi	calcestruzzi
1	Body force, Prestressing, Supports	5	scorrevoli	unloading factor 0.1
2	Supports, Force 123.7 kN/m	5	aderenti	unloading factor 0.1
3	Supports, Force -123.7 kN/m	5	aderenti	unloading factor 0.1
4	Supports, Force 170.09 kN/m	10	aderenti	unloading factor 0.1
5	Supports, Force -170.09 kN/m	10	aderenti	unloading factor 0.1
6	Supports, Force 270.59 kN/m	20	aderenti	unloading factor 0.1
7	Supports, Force -270.59 kN/m	20	aderenti	unloading factor 0.1
8	Supports, Force 394.29 kN/m	33	aderenti	unloading factor 0.2
9	Supports, Force -297.65 kN/m	18	aderenti	unloading factor 0.2
10	Supports, Force 333.95 kN/m	30	aderenti	unloading factor 0.2
11	Supports, Force -430.59 kN/m	45	aderenti	unloading factor 0.2

Tabella 3-10. Tabella dei load cases per intervallo di carico, nell'analisi definitiva con freccia massima di 45.9 cm. Valori assunti positivi verso il basso.

3.12 Definizione dei monitors

Per controllare l'evoluzione di spostamenti, deformazioni, tensioni e forze sia esterne che reazioni durante l'analisi sono stati definiti i monitors. Questi non sono altro che le grandezze che si vogliono osservare in determinati punti o linee o superfici.

Così facendo sarà possibile prendere visione step per step di queste grandezze nel grafico a sinistra della Figura 3-3 sia durante il processing sia nel post-processing.

In particolare, sono stati monitorati:

- L'integrale delle reazioni verticali (kN/m) sulla linea di vincolo cerniera (lato sistema di riferimento/plinto A).
- L'integrale delle reazioni verticali (kN/m) sulla linea di vincolo carrello (lato opposto al sistema di riferimento/plinto B).
- L'integrale delle forze verticali (kN/m) sulla linea di carico della piastra a $X = 14.79$ m.
- L'integrale delle forze verticali (kN/m) sulla linea di carico della piastra a $X = 19.81$ m.
- L'abbassamento del punto a $X = 14.79$ m, $Y = 1.12$ m della piastra di carico.
- L'abbassamento del punto a $X = 19.81$ m, $Y = 1.12$ m della piastra di carico.
- Gli spostamenti longitudinali (X) e verticali (Z) delle mire topografiche: P1, P2, P6, P20, P7, P8, P9, P10, P8', P7', P20', P6', P1', P2' disegnate nelle corrette X e Z in asse alla trave.
- Gli spostamenti longitudinali (X) e verticali (Z) dei punti degli accelerometri e inclinometri: T211, T212, T213, T214, T215 disegnati nelle corrette X e Z in asse alla trave.
- Gli spostamenti verticali (Z) dei punti: AT211 e BT211, AT212 e BT212, AT213 e BT213, AT214 e BT214, AT215 e BT215 disegnati nelle stesse posizioni dei corrispondenti inclinometri ma con X di ± 10 cm. Questi spostamenti sono serviti in seguito per calcolare le rotazioni nelle sezioni a $X = 1.3$ m, 8.8 m, 17.17 m, 25.8 m, 33.3 m.
- Le deformazioni in direzione X nei punti degli estensimetri: LV1, LV2, LV3, LV4, LV6, LV7, LV8, LV9, LV6P, LV7P, LV8P, LV9P, LV1P, LV2P, LV3P, LV4P.
- La deformazione del cavo 1 in mezzeria dove era presente lo strain gauge.

Di seguito si riporta in Figura 3-33 la schermata del programma in cui è visibile metà modello della trave, con i monitors delle mire topografiche e il sistema di riferimento, e in cui sono evidenziati in rosso la voce monitors e i comandi da impiegare per generarli.

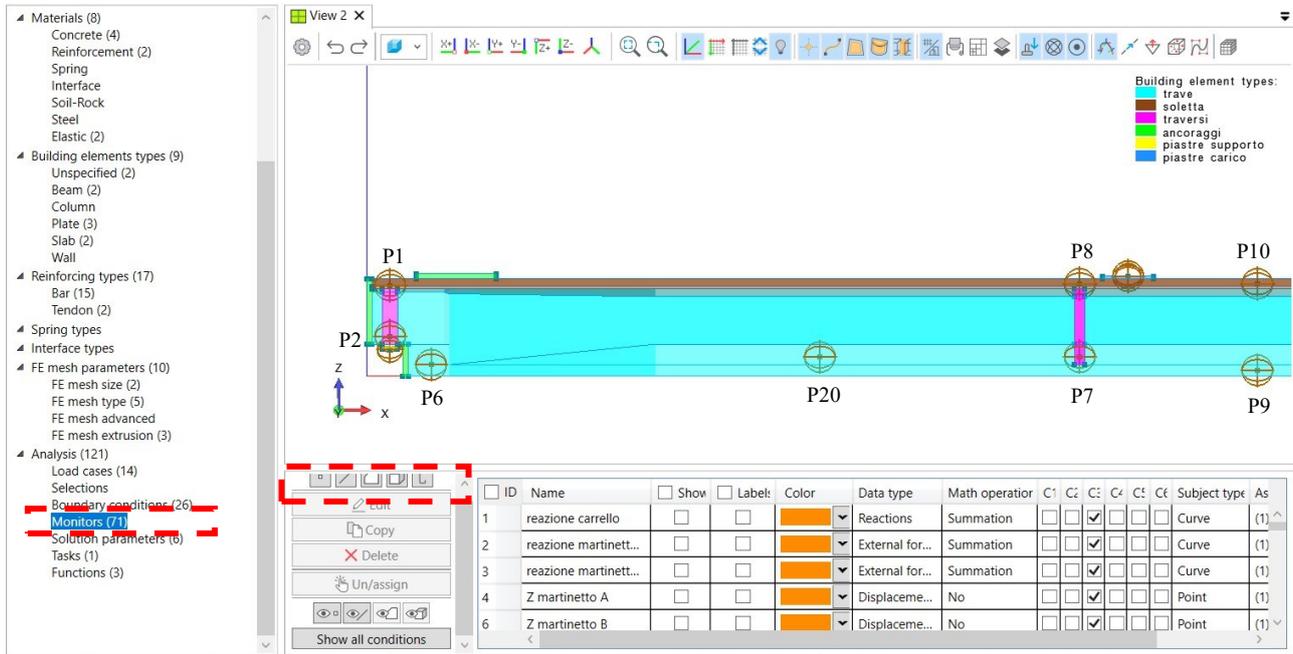
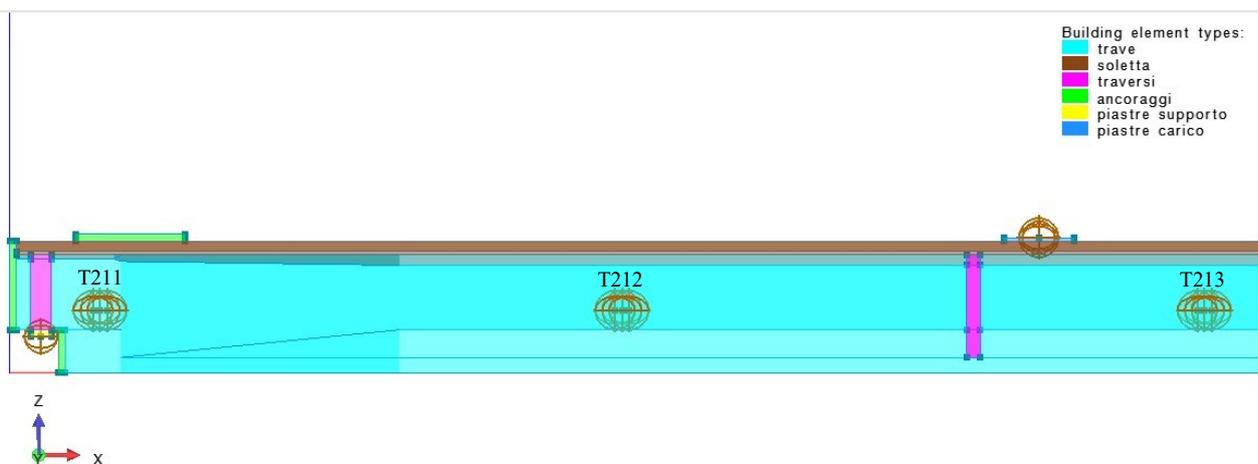


Figura 3-33. Schermata del programma con i comandi per i monitors evidenziati e prima metà del modello con i monitors delle mire topografiche.

(a)



(b)

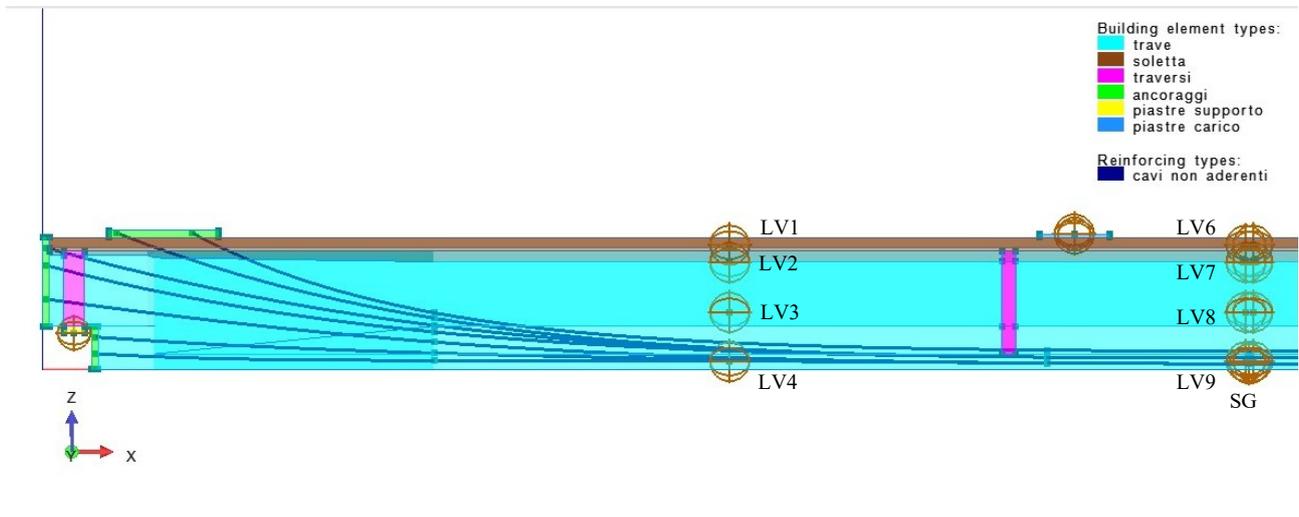


Figura 3-34. a) Prima metà del modello con i monitors relativi a inclinometri e accelerometri. b) Prima metà del modello con i monitors relativi a LVDT e strain gauge.

3.13 Metodo di soluzione

Per risolvere il sistema di equazioni di equilibrio non lineari con incognita il vettore degli spostamenti nodali p è stato scelto il metodo iterativo di Newton-Raphson, già inserito in automatico come prima scelta dal programma.

3.13.1 Newton-Raphson

La soluzione del problema di equilibrio può essere trovata iterativamente, come spiegato nel manuale di teoria^[20], cercando di annullare le forze non bilanciate:

$$K(p_{i-1}) \Delta p_i = q - f(p_{i-1}) \quad (3.12)$$

Dove:

- p è il vettore degli spostamenti nodali,
- q è il vettore delle forze applicate ai nodi,
- $f(p)$ è il vettore delle forze interne ai nodi,
- $K(p)$ è la matrice di rigidezza che collega gli incrementi di spostamento alle forze non bilanciate.
- L'indice i è riferito alle iterazioni.
- $p_i = \Delta p_i + p_{i-1}$

Di seguito si riporta un'immagine esplicativa del metodo tratta dal manuale di teoria^[20].

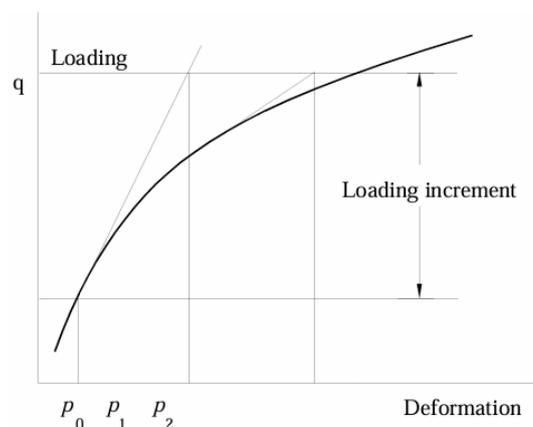


Figura 3-35. Metodo di Newton-Raphson tratto da “ATENA Program Documentation Part 1 Theory”^[20].

3.13.2 Criteri di convergenza

Le iterazioni eseguite con il metodo precedentemente spiegato proseguono fino a quando non vengono soddisfatti i seguenti criteri di convergenza:

$$\sqrt{\frac{\Delta p_i^T \Delta p_i}{p_i^T p_i}} \leq \varepsilon_{rel. disp} \quad (3.13)$$

$$\sqrt{\frac{(q - f(p_{i-1}))^T (q - f(p_{i-1}))}{f(p_i)^T f(p_i)}} \leq \varepsilon_{rel. force} \quad (3.14)$$

$$\sqrt{\frac{\Delta p_i^T (q - f(p_{i-1}))}{p_i^T f(p_i)}} \leq \varepsilon_{rel. energy} \quad (3.15)$$

$$\sqrt{\frac{\max(q^k - f^k(p_{i-1})) \max(q^k - f^k(p_{i-1}))}{\max(f^k(p_i)) \max(f^k(p_i))}} \leq \varepsilon_{abs. force} \quad (3.16)$$

Il primo criterio riguarda la norma degli incrementi di spostamento, il secondo la norma delle forze non bilanciate, il terzo il lavoro non bilanciato mentre il quarto (in cui l'apice k indica la componente) riguarda la massima componente delle forze non bilanciate.

I limiti adottati per i 4 criteri di convergenza sono stati i seguenti:

- $\varepsilon_{rel. disp} = 0.02$ adottato dal team di ATENA nel caso di analisi con precompressione,
- $\varepsilon_{rel. force} = 0.01$ impostato di default,
- $\varepsilon_{rel. energy} = 0.0001$ impostato di default,
- $\varepsilon_{abs. force} = 0.01$ impostato di default.

4 Confronto tra i risultati numerici e sperimentali

Nel seguente capitolo verranno esposti i risultati delle simulazioni numeriche in confronto a quelli della prova sperimentale. In un primo tempo vedremo i passaggi che si sono susseguiti per arrivare al modello non lineare agli elementi finiti ottimale; mentre successivamente si analizzeranno le similitudini e le differenze dell'analisi definitiva rispetto alla prova sperimentale.

Come spiegato nei capitoli precedenti la prova sperimentale è stata caratterizzata da 5 cicli di carico-scarico all'interno dei quali gli incrementi non sono stati costanti, motivo per cui si è scelto di dividere i 10 carichi massimi (positivi verso il basso e negativi verso l'alto) in un numero di step pari allo spostamento corrispondente in cm ai martinetti.

Avendo quindi un numero di step di carico nell'analisi (197) superiore a quello della prova sperimentale (101), per eseguire quei confronti che vedono gli step di carico sull'asse X, si sono impiegati all'interno di ogni ciclo solo gli step del modello numerico con freccia uguale o prossima agli step della prova sperimentale.

Come appare chiaro l'analisi e la prova sperimentale sono state svolte in controllo di forza, in particolare le forze applicate nell'analisi sono le stesse della prova, tranne che per gli ultimi due valori di carico e scarico in cui l'obiettivo era arrivare alla freccia massima misurata sperimentalmente di 45.9 cm.

Va sottolineato che i valori degli spostamenti così come delle deformazioni, curvature e rotazioni presentati di seguito sono tutti stati depurati dei valori iniziali dovuti alle azioni di peso proprio e precompressione.

La simulazione della prova ha mostrato un comportamento del modello flessionale retto nel piano X-Z, in analogia a quanto ci si poteva aspettare per schema statico, geometria e carichi e a quanto avvenuto nella prova sperimentale.

Per eseguire i confronti tra il modello e la trave reale si è fatto riferimento principalmente al grafico freccia in mezzeria-carico totale ai martinetti, avendo di fatto un uguale comportamento meccanico.

4.1 Calibrazione del modello numerico della trave

Come spiegato nel capitolo precedente sono state fatte 3 diverse ipotesi riguardo l'acciaio armonico per i cavi. Di seguito si riportano il grafico dei legami costitutivi dei 3 acciai armonici e le curve monotone freccia-carico totale impiegate per calibrare il modello.

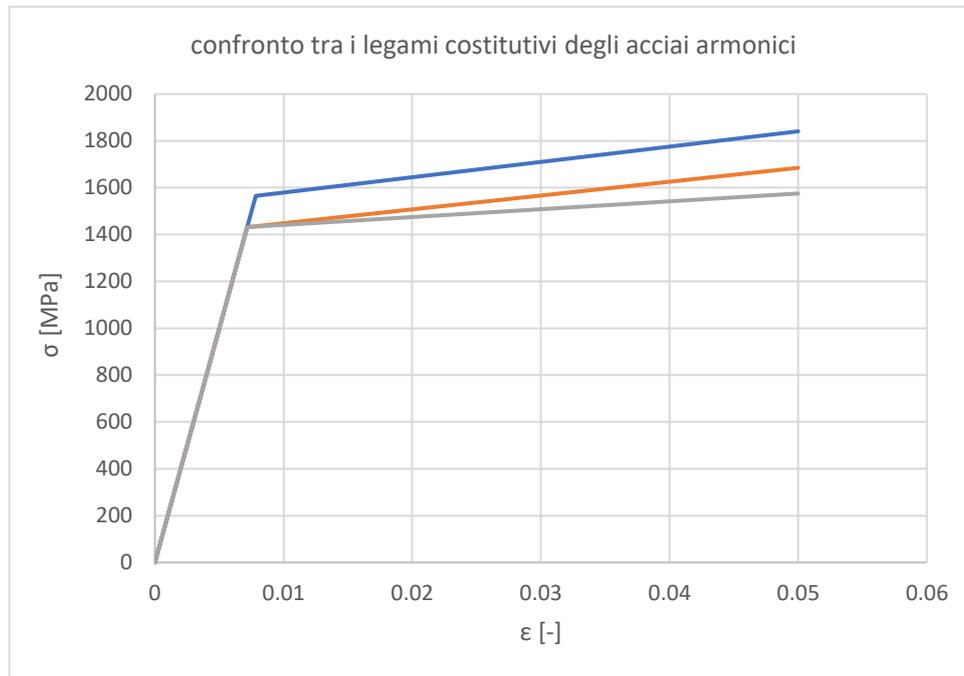
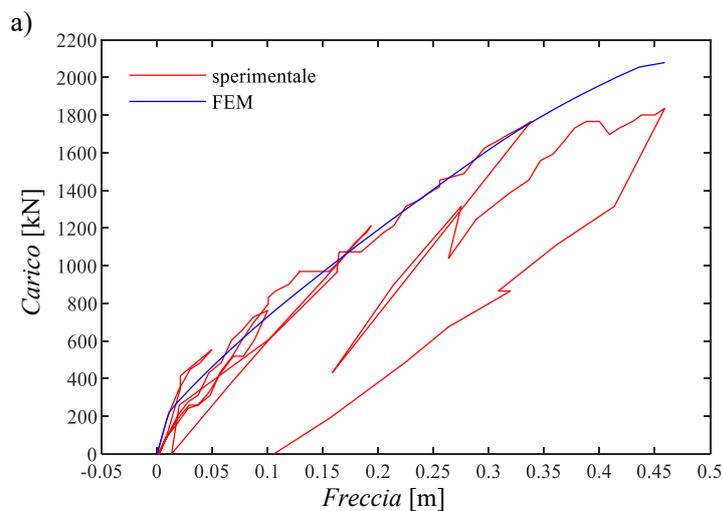


Figura 4-1. Diagramma tensione-deformazione degli acciai armonici. In blu l'acciaio armonico 1, in arancio l'acciaio armonico 2, in grigio l'acciaio armonico 3.



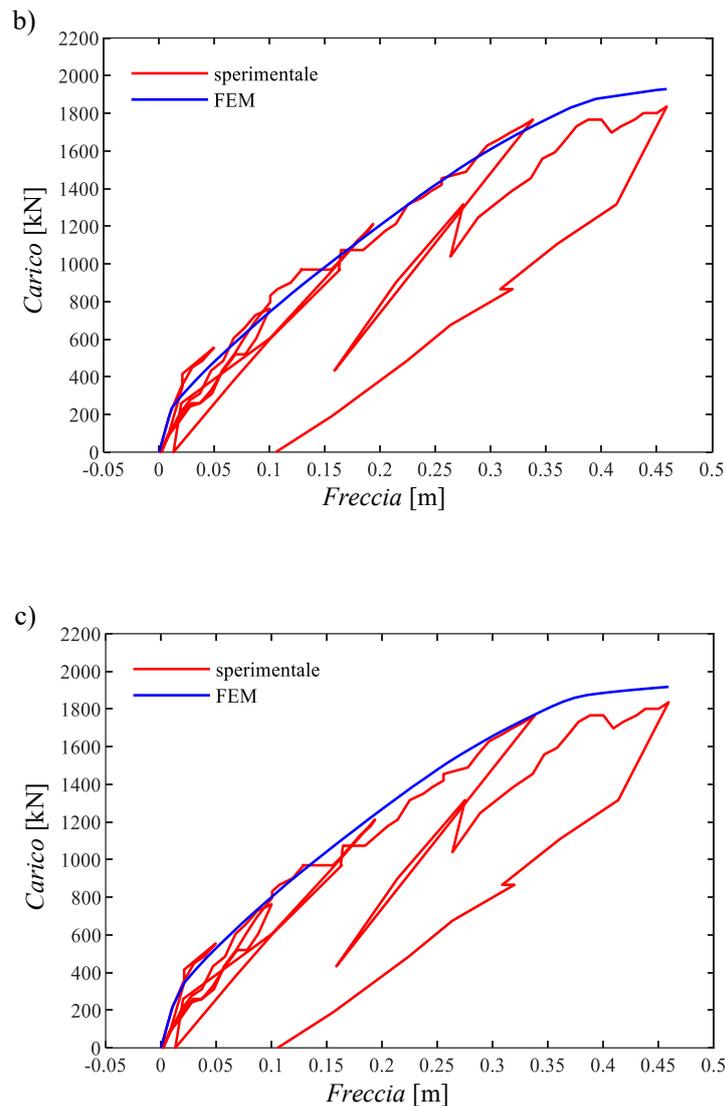


Figura 4-2. Curve monotone freccia-carico totale ai martinetti a) Modello con l'acciaio armonico 1 e cadute di precompressione al 15%. b) Modello con l'acciaio armonico 2 e cadute di precompressione al 15%. c) Modello con l'acciaio armonico 3 e cadute di precompressione al 10%.

L'osservazione di queste 3 analisi monotone ha permesso di individuare il legame costitutivo dell'acciaio armonico capace di dare risultati maggiormente simili a quelli sperimentali e di scegliere il valore più opportuno delle cadute di precompressione stimate tra il 10% e il 15%.

L'ultima curva monotona con l'acciaio armonico 3 e le cadute al 10% è quindi stata scelta come la migliore nell'approssimare il comportamento meccanico della trave.

Per calibrare il modello non ci si è limitati però alle analisi monotone, più veloci e comode da gestire, ma si sono confrontati anche i risultati delle analisi cicliche riprendenti la prova sperimentale.

Risultati dell'analisi ciclica con l'acciaio armonico 2, cadute di precompressione al 10% e unloading factor di 0.1 per i primi 3 cicli e 0.2 per il 4° e 5° ciclo.

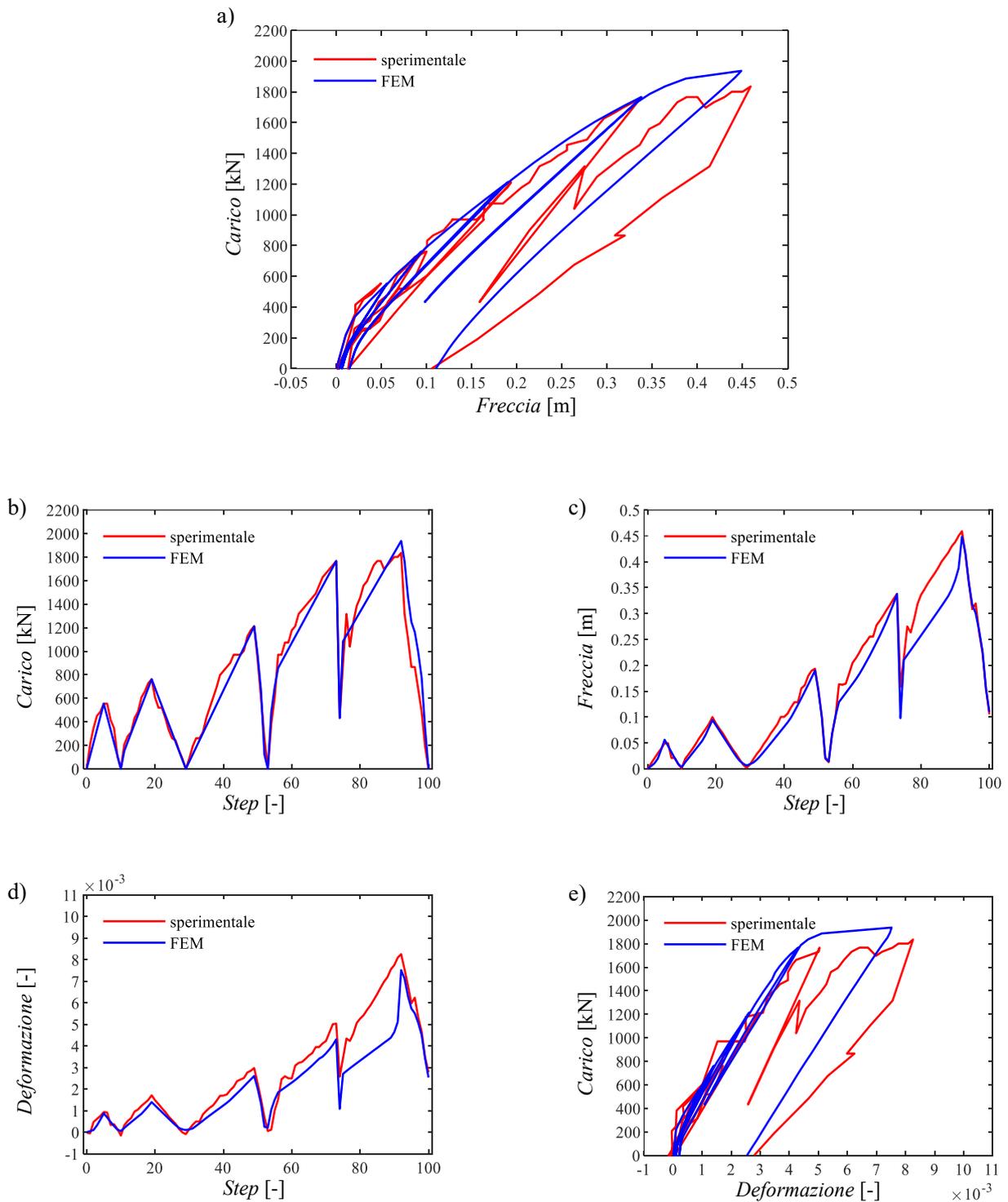


Figura 4-3. Analisi ciclica con acciaio armonico 2, cadute al 10%, unloading factor 0.1 e 0.2. a) Freccia-carico totale ai martinetti. b) Step-carico totale ai martinetti. c) Step-freccia. d) Step-deformazione cavo 1 in mezzeria. e) Deformazione cavo 1 in mezzeria-carico totale ai martinetti.

Risultati dell'analisi ciclica di tentativo 1 con l'acciaio armonico 3, cadute di precompressione al 10% e unloading factor di 0.1 per i primi 3 cicli e 0.2 per il 4° e 5° ciclo.

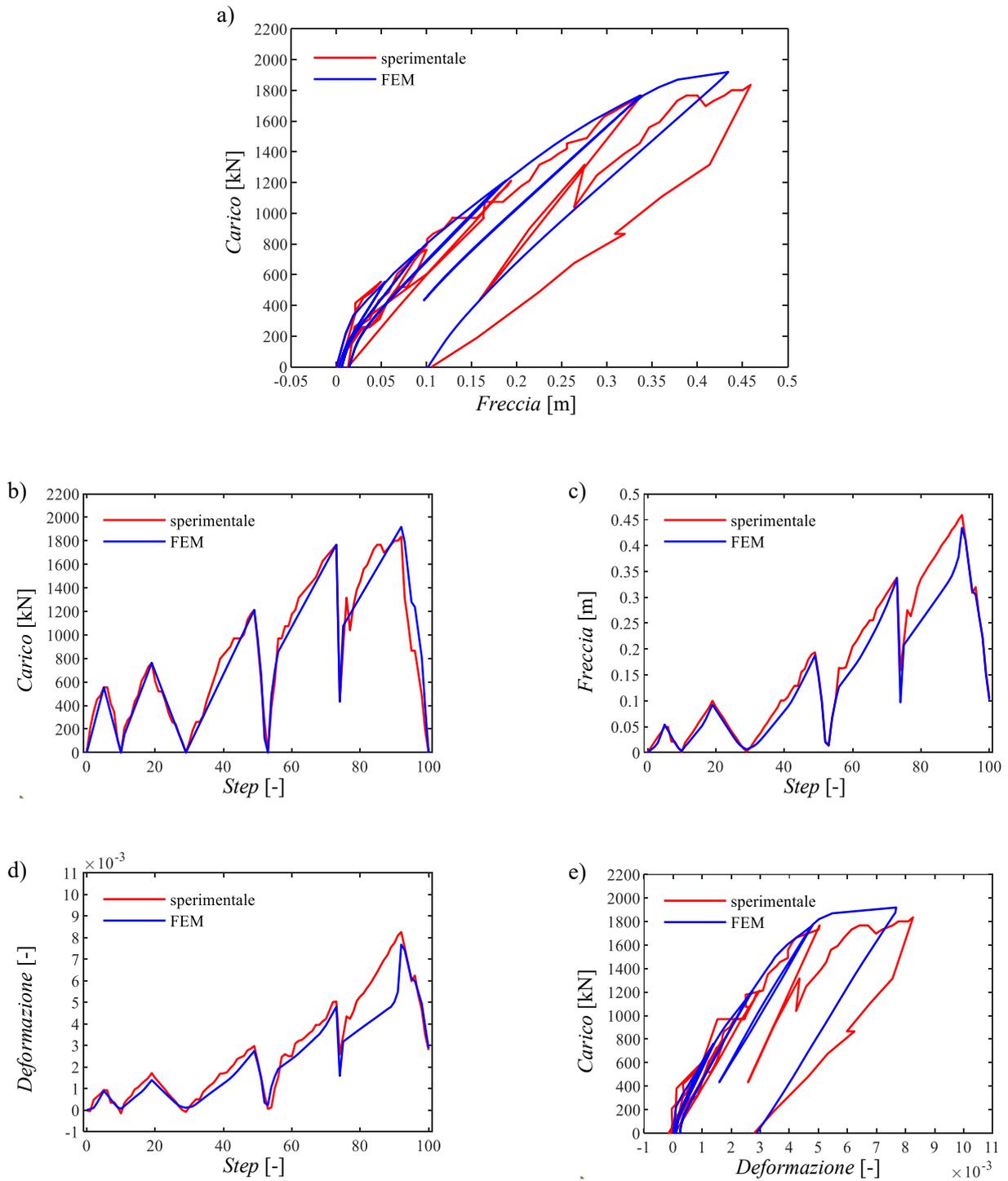


Figura 4-4. Analisi ciclica di tentativo 1 con acciaio armonico 3, cadute al 10%, unloading factor 0.1 e 0.2. a) Freccia-carico totale ai martinetti. b) Step-carico totale ai martinetti. c) Step-freccia. d) Step-deformazione cavo 1 in mezzeria. e) Deformazione cavo 1 in mezzeria-carico totale ai martinetti.

Risultati dell'analisi ciclica di tentativo 2 con l'acciaio armonico 3, cadute di precompressione al 10% e unloading factor di 0.1 per i primi 3 cicli e 0.2 per il 4° e 5° ciclo.

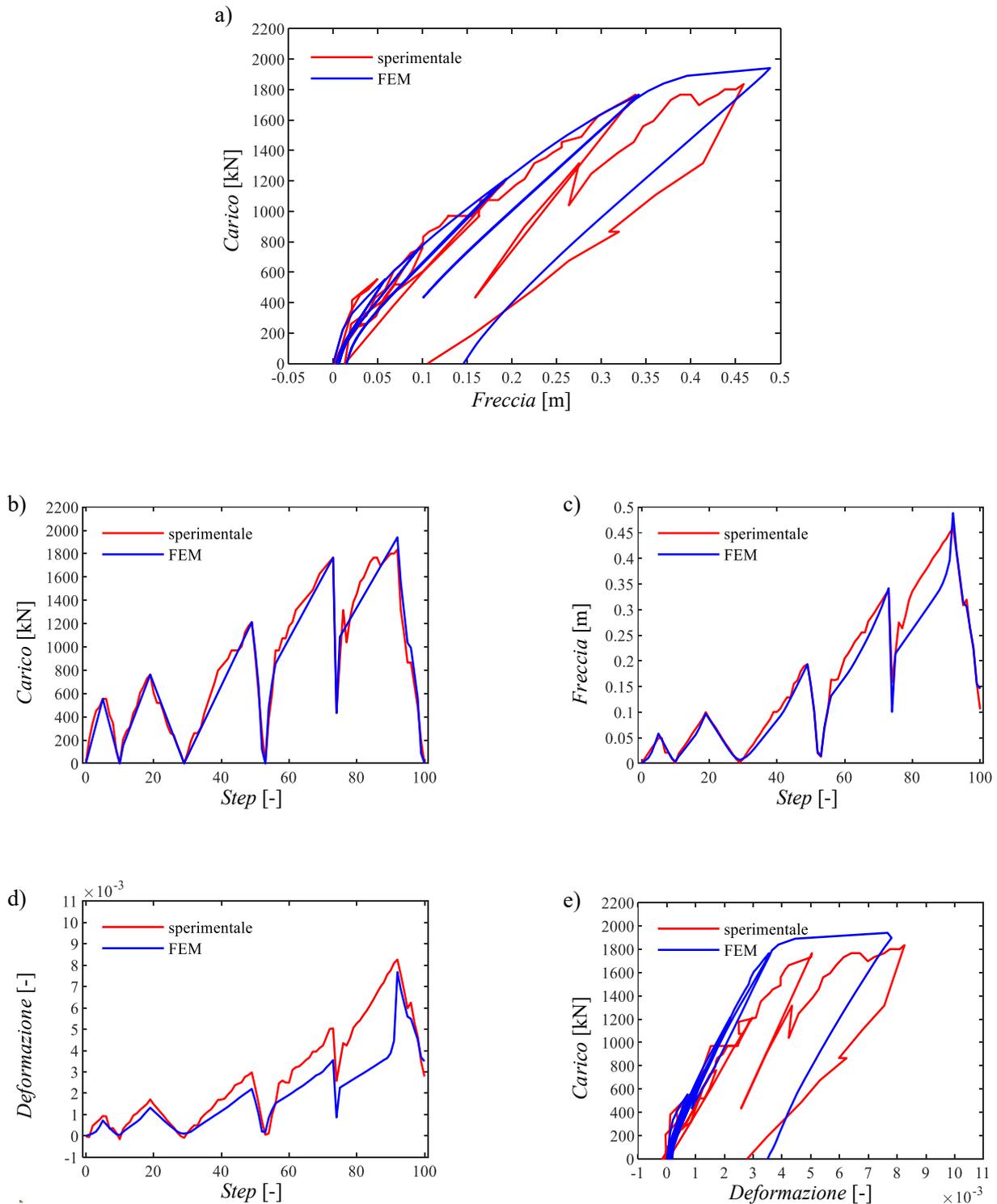


Figura 4-5. Analisi ciclica di tentativo 2 con acciaio armonico 3, cadute al 10%, unloading factor 0.1 e 0.2. a) Freccia-carico totale ai martinetti. b) Step-carico totale ai martinetti. c) Step-freccia. d) Step-deformazione cavo 1 in mezzeria. e) Deformazione cavo 1 in mezzeria-carico totale ai martinetti.

Risultati dell'analisi ciclica di tentativo 3 con l'acciaio armonico 3, cadute di precompressione al 10% e unloading factor di 0.1 per i primi 3 cicli e 0.2 per il 4° e 5° ciclo.

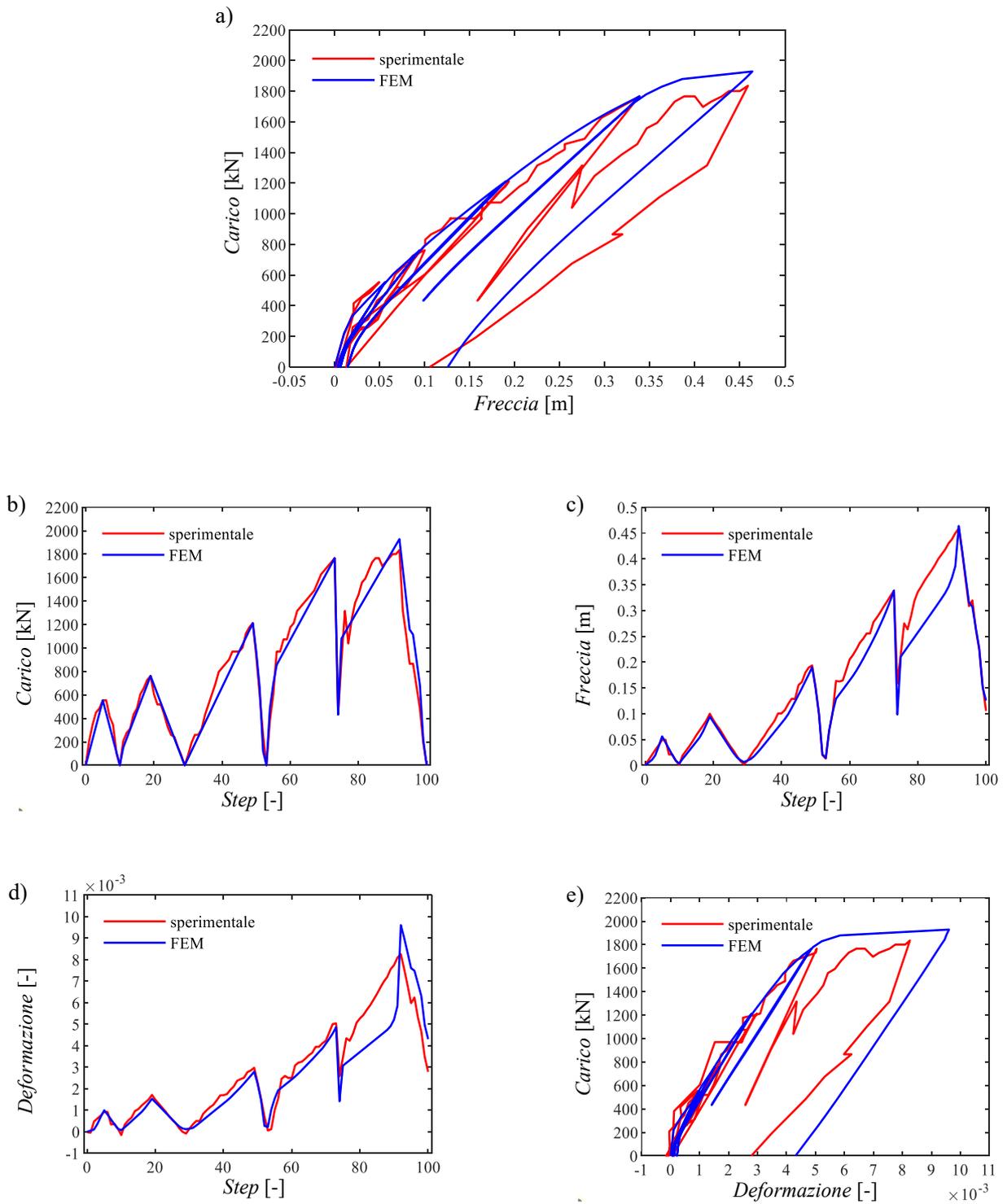
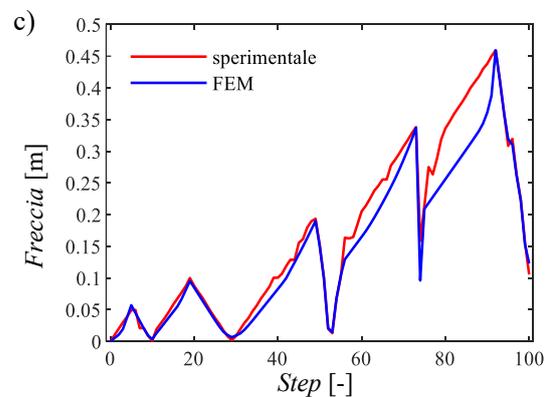
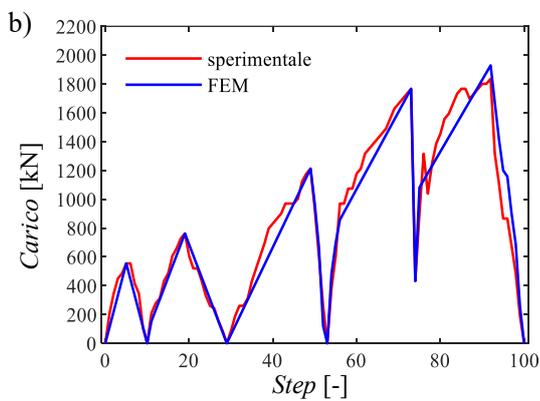
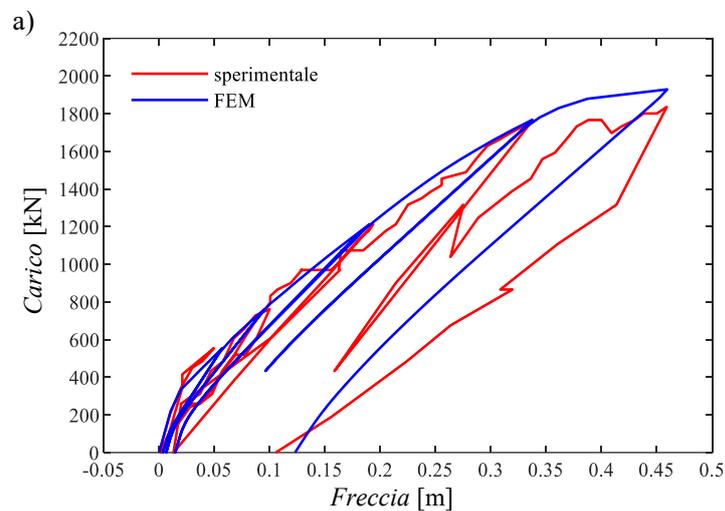


Figura 4-6. Analisi ciclica di tentativo 3 con acciaio armonico 3, cadute al 10%, unloading factor 0.1 e 0.2. a) Freccia-carico totale ai martinetti. b) Step-carico totale ai martinetti. c) Step-freccia. d) Step-deformazione cavo 1 in mezzeria. e) Deformazione cavo 1 in mezzeria-carico totale ai martinetti.

L'ultima analisi ciclica, di tentativo 3 con cadute al 10% e l'acciaio armonico 3, è stata scelta come definitiva avendo raggiunto una freccia massima di 46.3 cm prossima a quella sperimentale (45.9 cm) e approssimando nel miglior modo il comportamento meccanico della trave.

Dopo aver calibrato il modello numerico sulle 2 proprietà incognite: legame dell'acciaio armonico e cadute di precompressione, si è passati a lanciare l'analisi ciclica definitiva uguale all'analisi ciclica di tentativo 3 ma con tutti i monitors descritti nel capitolo precedente. Di seguito si riportano i risultati dell'analisi ciclica definitiva, dove la freccia massima è stata di 45.9 cm in seguito a un cambiamento del dispositivo solutore impiegato.



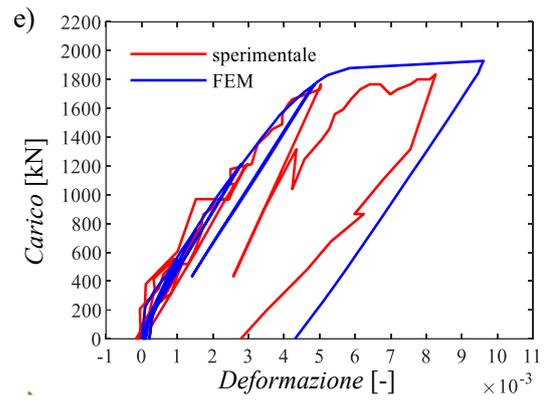
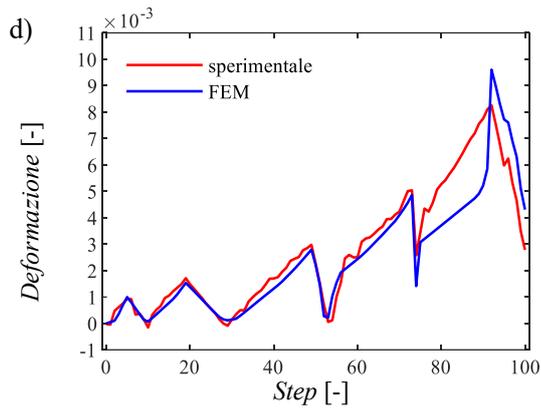


Figura 4-7. Analisi ciclica definitiva con acciaio armonico 3, cadute al 10%, unloading factor 0.1 e 0.2. a) Freccia-carico totale ai martinetti. b) Step-carico totale ai martinetti. c) Step-freccia. d) Step-deformazione cavo 1 in mezzeria. e) Deformazione cavo 1 in mezzeria-carico totale ai martinetti.

4.2 Confronto tra i comportamenti meccanici del modello e della trave reale

Il modello, come accennato precedentemente, ha mostrato un comportamento meccanico analogo a quello della trave, con flessione retta nel piano X-Z del sistema di riferimento del modello o Z-Y nel sistema di riferimento della prova.

Di seguito si riportano le immagini di confronto della deformata reale con quella del modello numerico nel momento di massima freccia, da cui emerge una forte similitudine.

(a)



(b)



Figura 4-8. Confronto tra le deformate nello step di massima freccia a) della trave reale b) del modello numerico non lineare agli elementi finiti.

Per quanto riguarda il quadro fessurativo al termine della prova, trave reale e modello numerico presentano ancora risultati simili.

Nella Figura 4-9 avviene il confronto tra i quadri fessurativi evidenziando inoltre le inclinazioni delle fessure stesse.

(a)



(b)

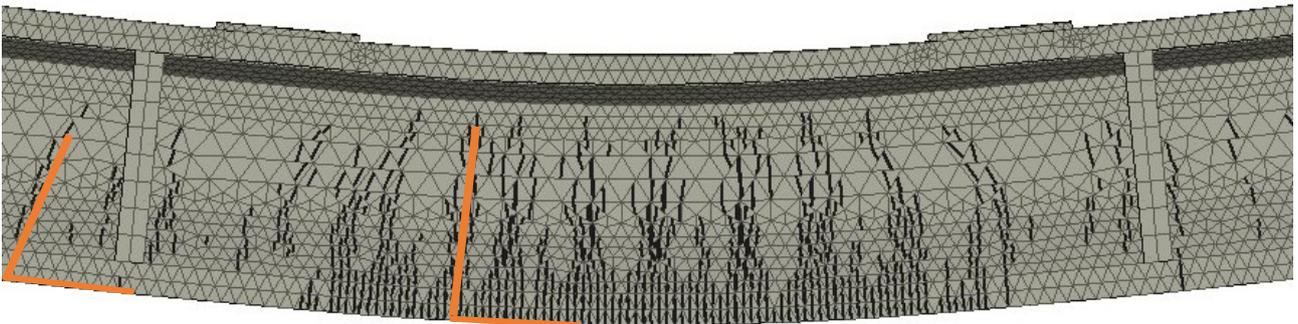


Figura 4-9. Confronto tra i quadri fessurativi a fine prova a) della trave reale b) del modello numerico (con fessure maggiori di 0.1 mm).

Per tutti i confronti presentati di seguito si farà uso del sistema di riferimento della prova:

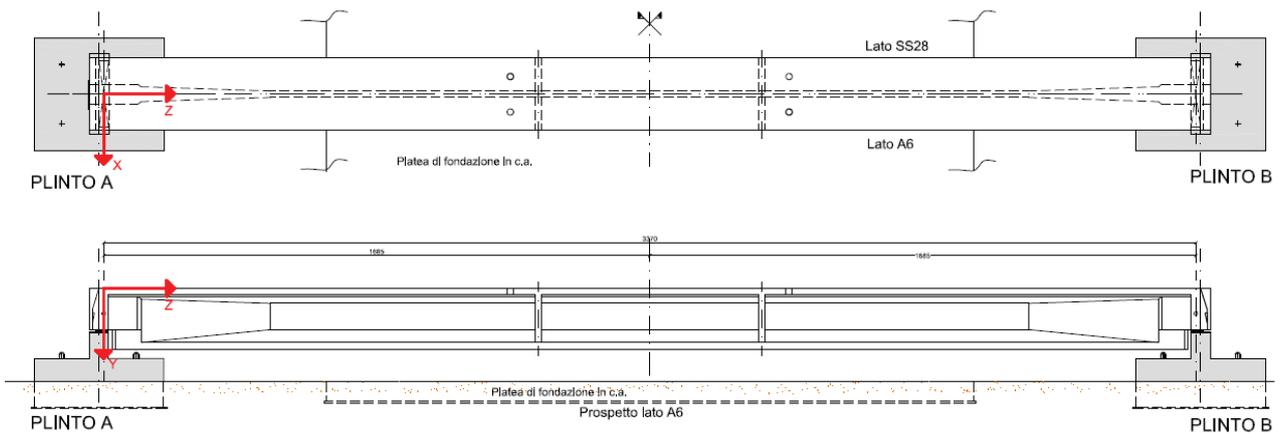
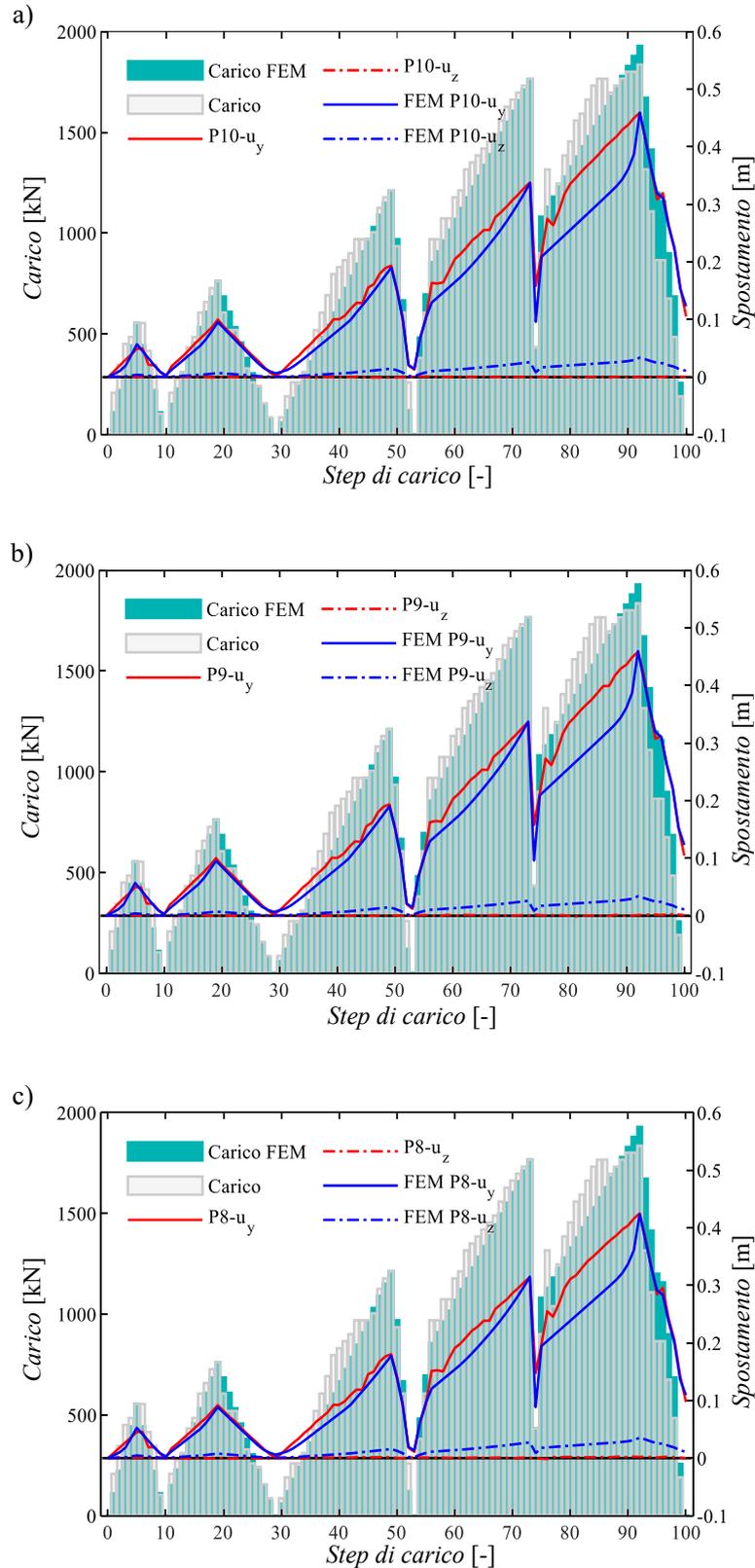
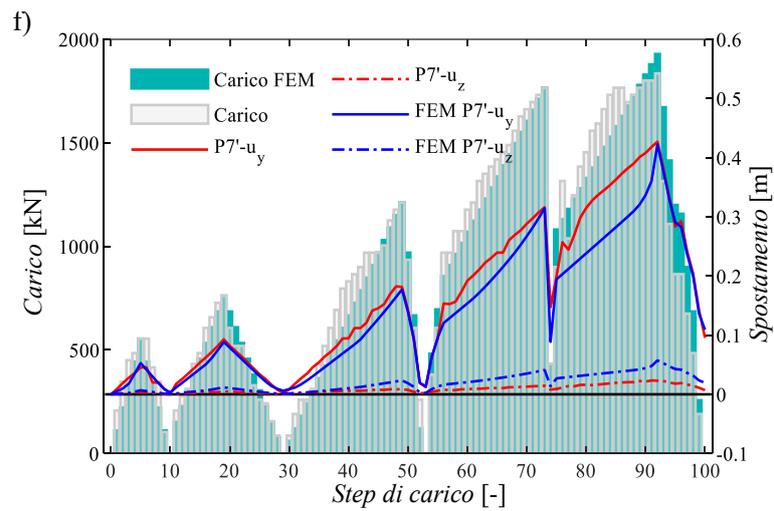
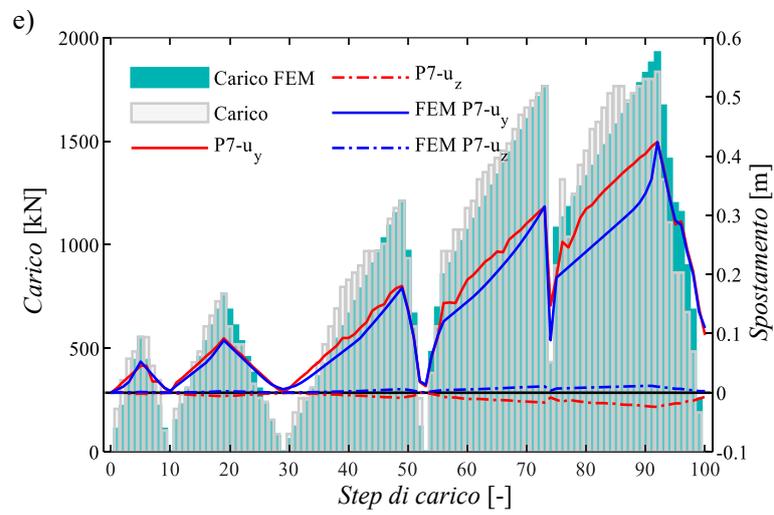
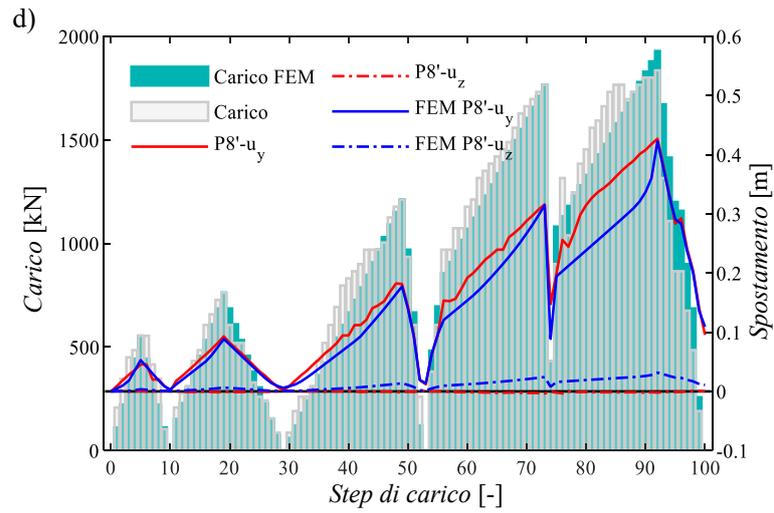


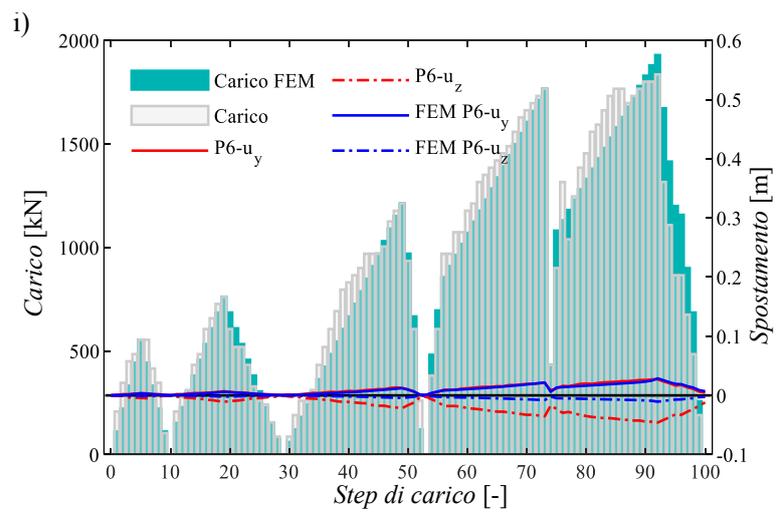
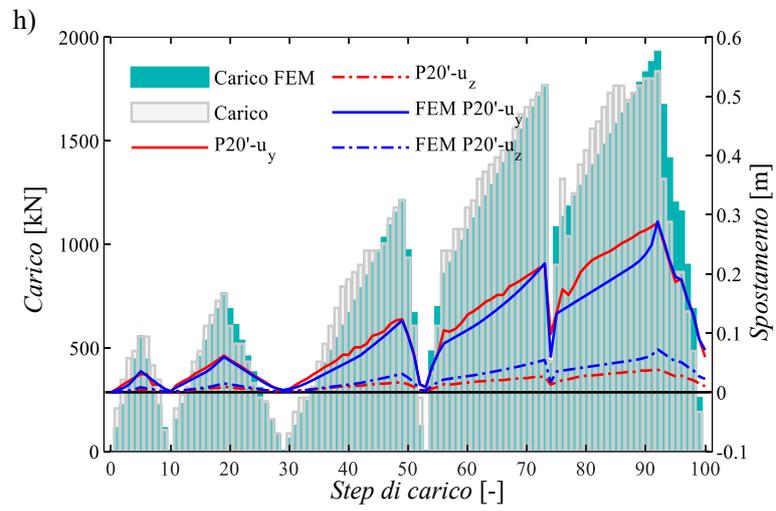
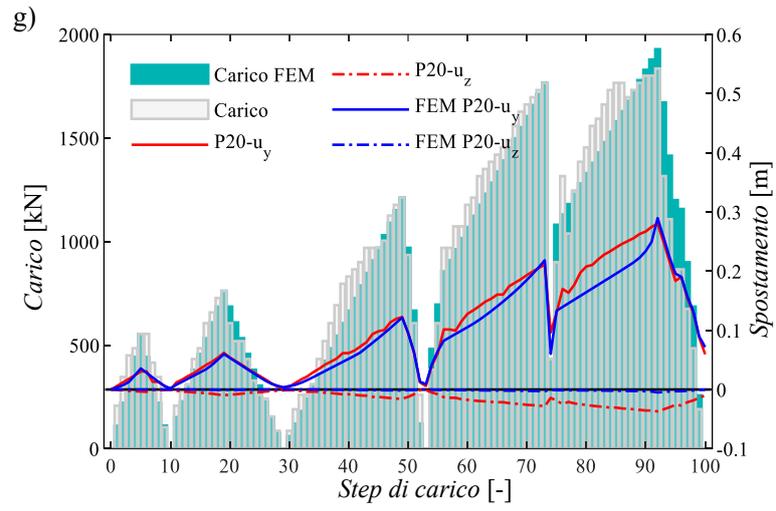
Figura 4-10. Schema del sistema di riferimento della prova tratto da “Report Finale Prove di carico sulle travi in C.A.P. di luce 34.60 m ed in C.A. di luce 25.90 m. AUTOSTRADA A6 TORINO-SAVONA”^[17].

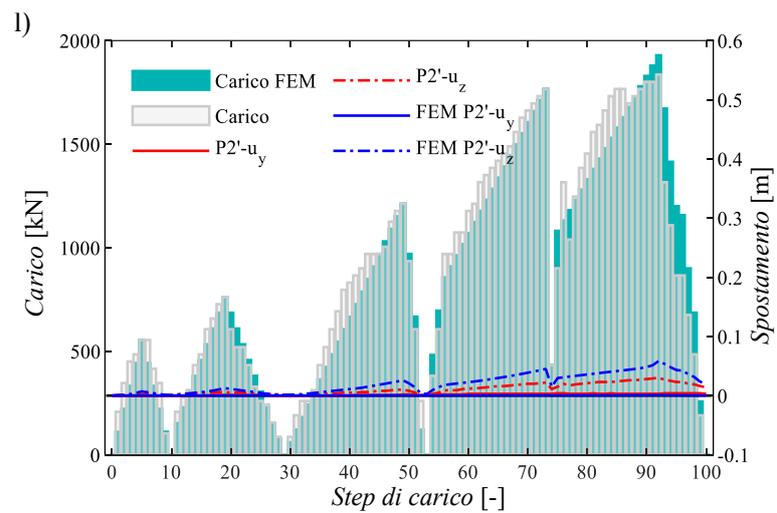
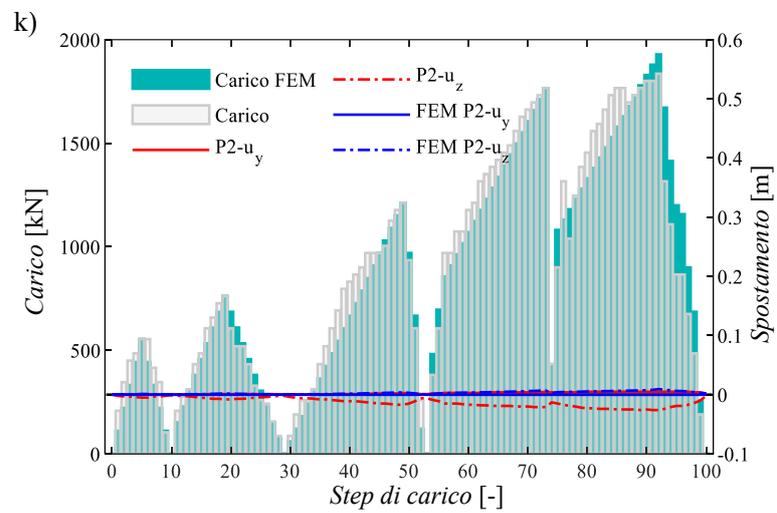
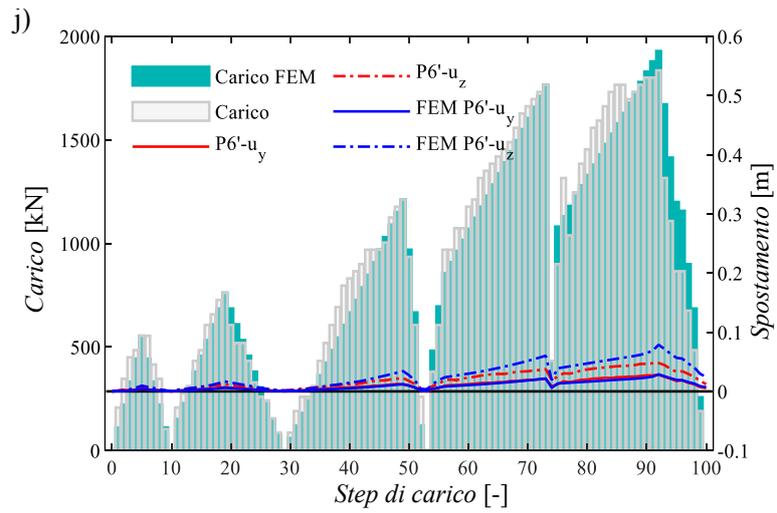
4.2.1 Confronto tra gli spostamenti delle mire topografiche

Di seguito si riportano i grafici di confronto tra gli spostamenti longitudinali e verticali delle mire topografiche della trave (in rosso) e gli spostamenti longitudinali e verticali delle mire topografiche del modello numerico (in blu).









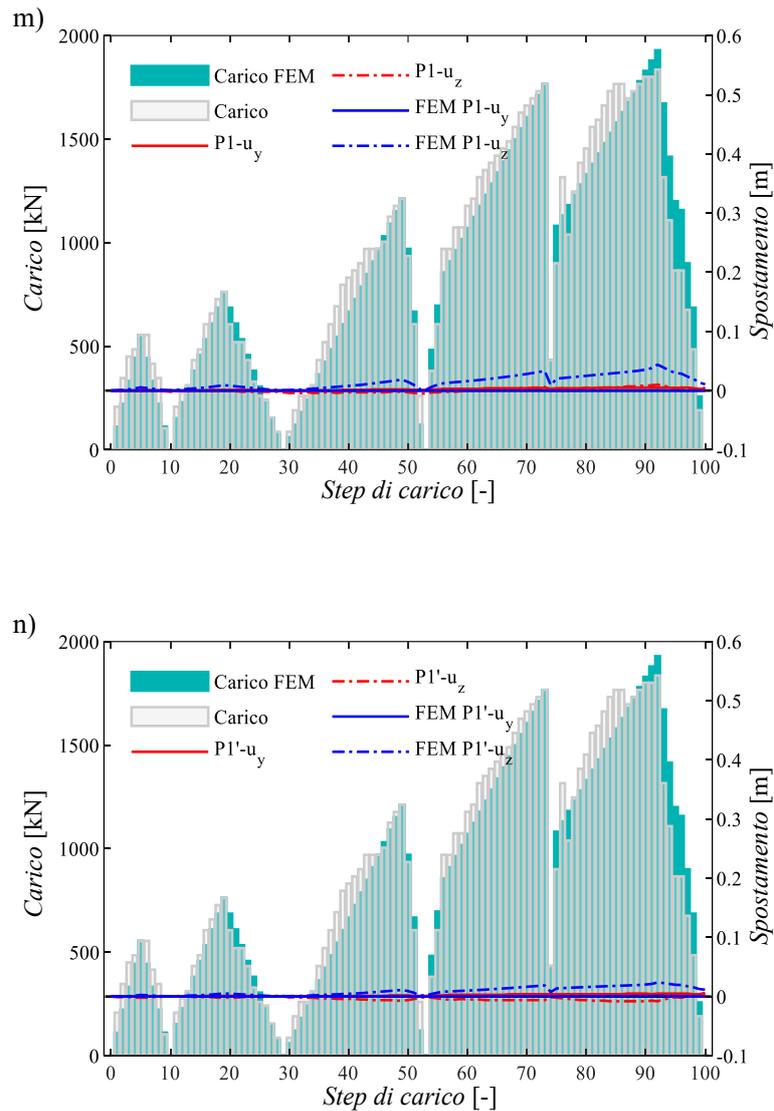


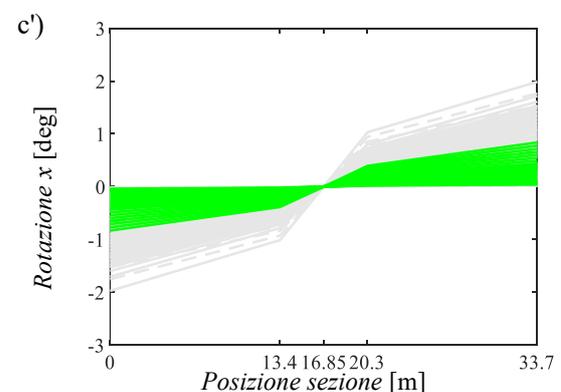
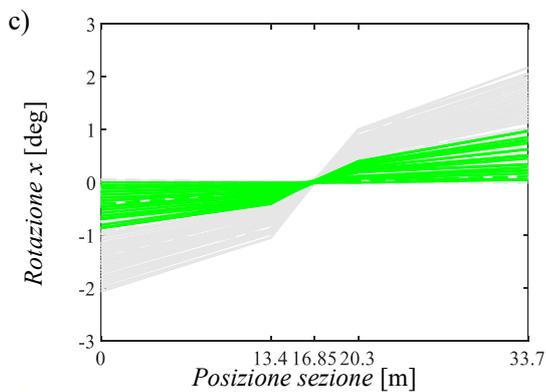
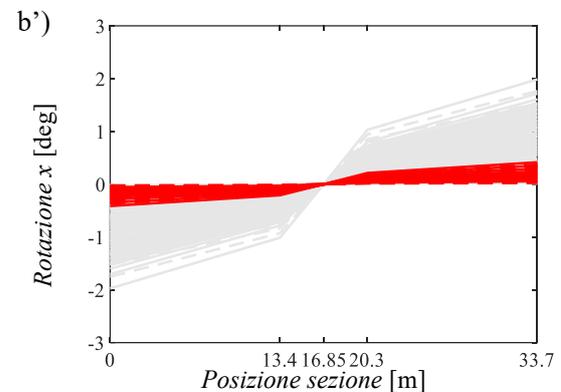
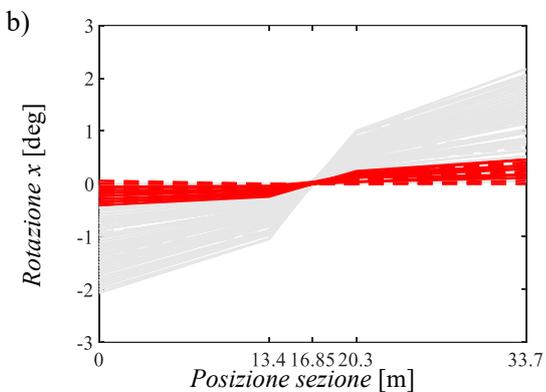
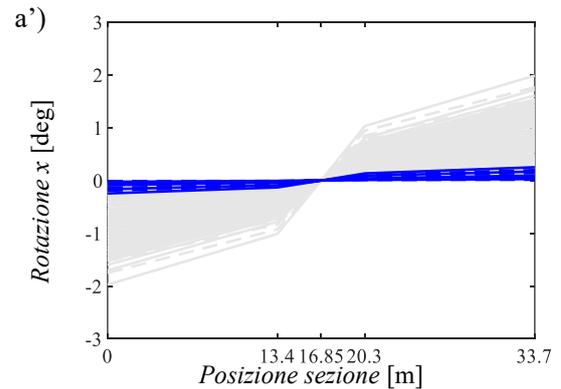
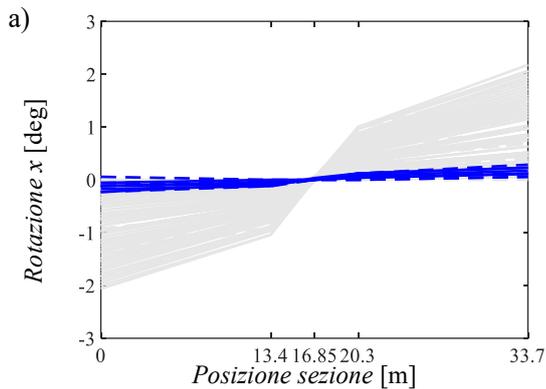
Figura 4-11. Confronto tra gli spostamenti longitudinali (u_z) e gli spostamenti verticali (u_y) delle mire topografiche.

Oltre alla notevole similitudine per quanto riguarda gli spostamenti verticali (u_y) è possibile osservare una leggera discrepanza sugli spostamenti longitudinali (u_z) dovuta all'assunzione di uno schema di vincolo cerniera-carrello. In particolare si nota come gli spostamenti longitudinali u_z delle mire topografiche P2 e P2' sugli appoggi siano opposti per la trave reale, mentre nel modello numerico u_z di P2 (lato plinto A/cerniera) vale zero e u_z di P2' (lato plinto B/carrello) vale circa due volte u_z di P2' della trave reale.

4.2.2 Confronto tra le rotazioni flessionali della trave

Di seguito verrà riportato il confronto tra le rotazioni flessionali (positive antiorarie) di trave (a sinistra) e modello (a destra con l'apice) nelle sezioni delle mire topografiche P1-P2, P8-P7, P10-P9, P8'-P7', P1'-P2'.

I colori blu, rosso, verde, viola e nero si riferiscono rispettivamente ai cicli di carico 1, 2, 3, 4 e 5, mentre le linee continue indicano un ramo di carico e le tratteggiate un ramo di scarico.



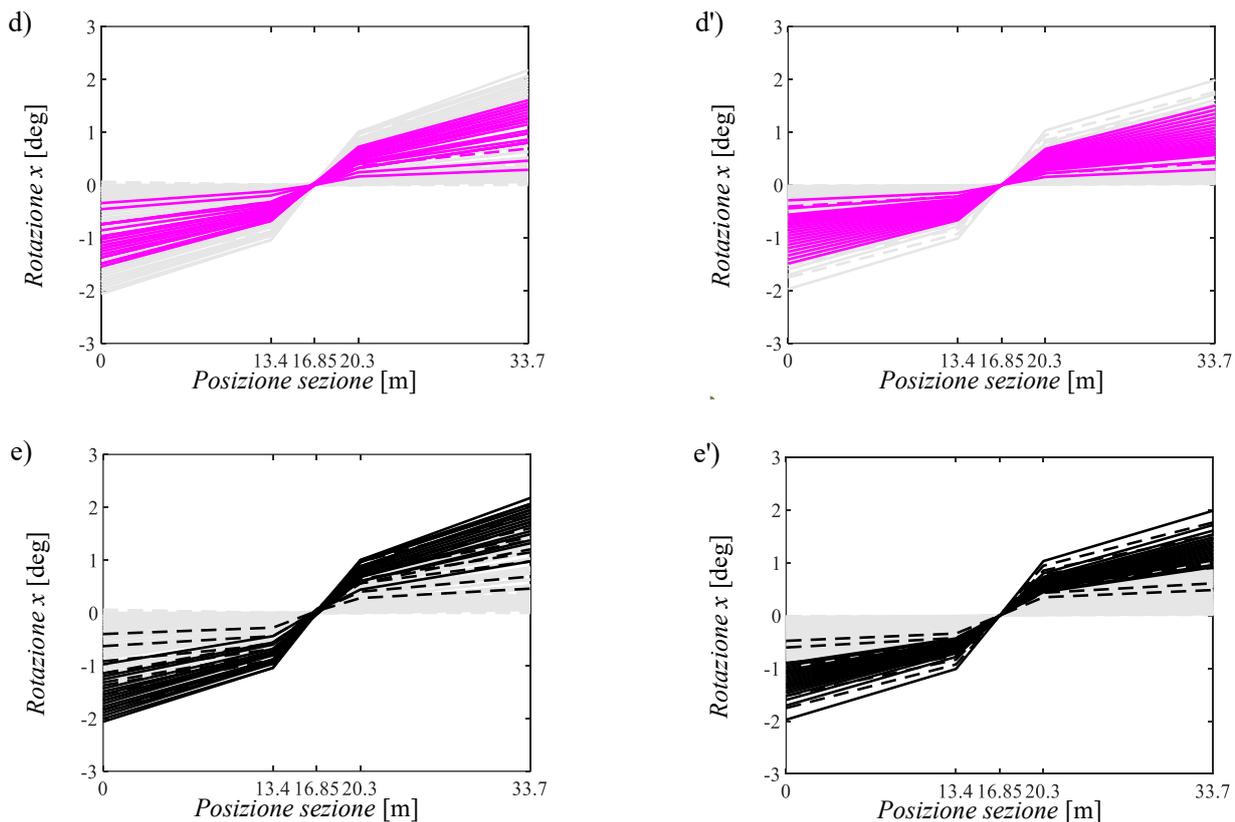


Figura 4-12. Confronto tra le rotazioni flessionali della trave a sinistra e del modello a destra. I colori blu, rosso, verde, viola e nero indicano rispettivamente i cicli di carico 1, 2, 3, 4 e 5. Le linee continue indicano i rami di carico mentre le linee tratteggiate i rami di scarico.

Le rotazioni flessionali del modello si presentano in linea con quelle misurate sulla trave durante la prova sperimentale, segno anche questo di un comportamento meccanico del modello fedele alla realtà in termini qualitativi e quantitativi.

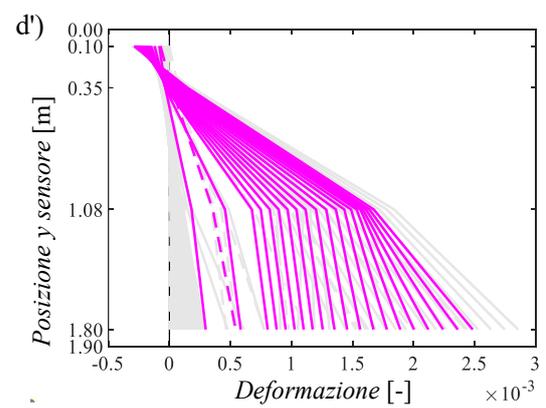
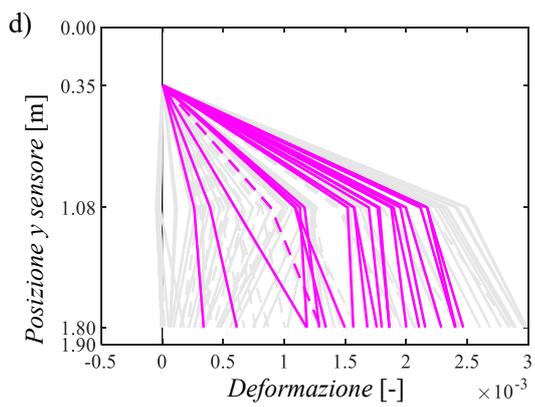
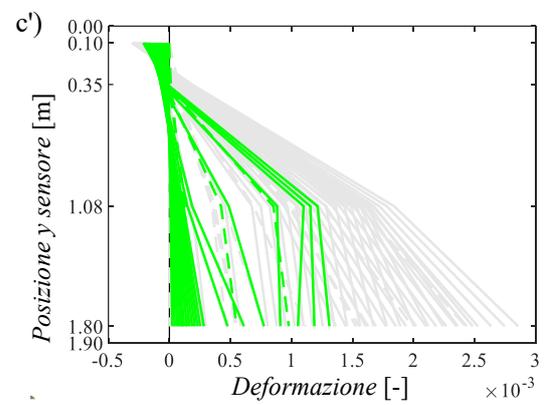
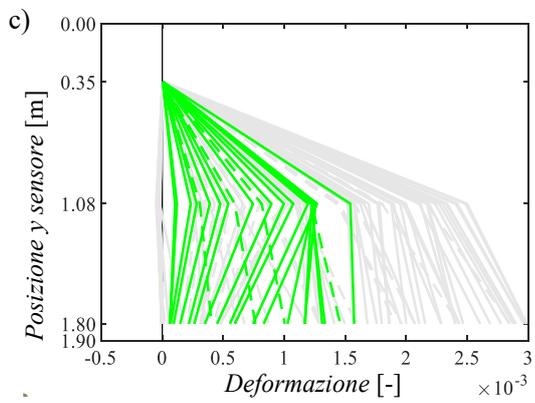
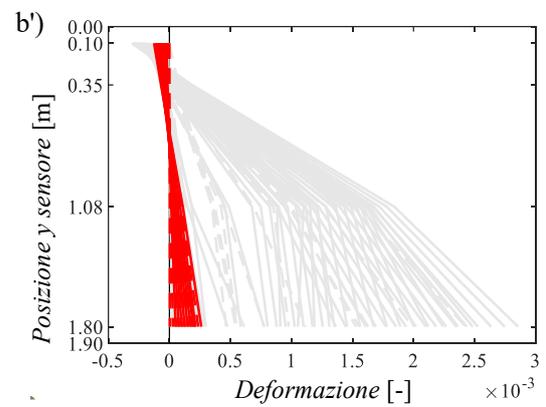
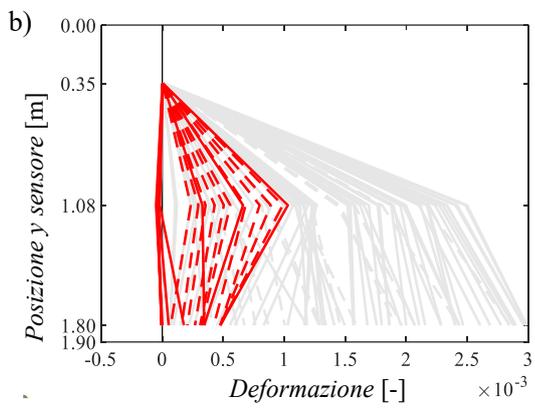
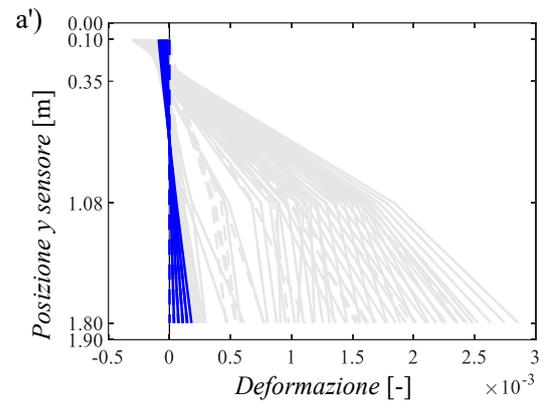
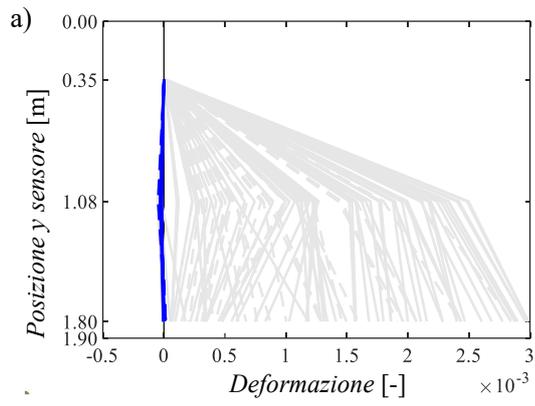
La massima rotazione raggiunta è sia nello sperimentale che nel numerico di circa 2° agli appoggi della trave.

4.2.3 Confronto tra le curvature sezionali

Di seguito si riportano a sinistra le curvature della trave e a destra le curvature del modello, nelle sezioni a 9.85 m, 17.25 m, 17.35 m, 24.75 m dal bordo trave lato plinto A.

Come precedentemente i colori blu, rosso, verde, viola e nero si riferiscono ai cicli di carico 1, 2, 3, 4 e 5 mentre continue sono le linee in fase di carico e tratteggiate le linee in fase di scarico.

Curvature sezione a Z = 9.40 m:



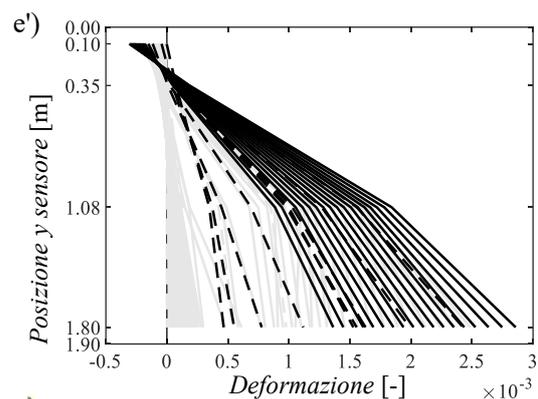
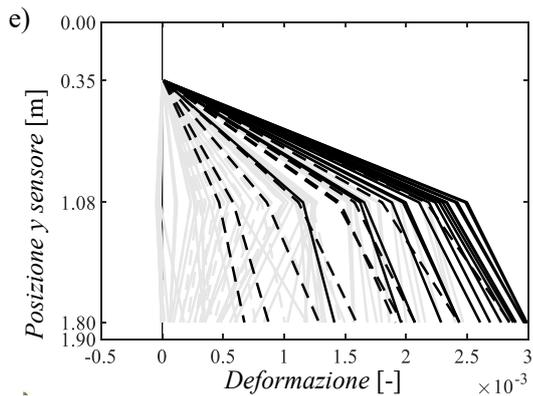
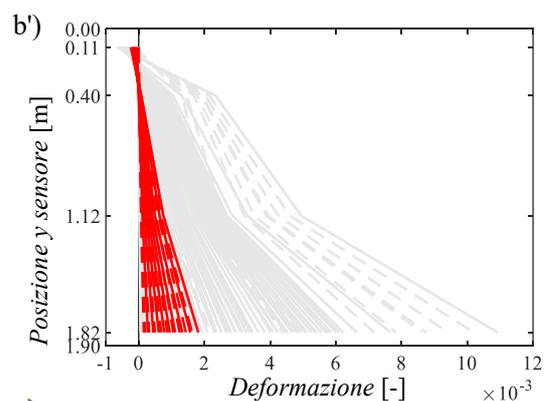
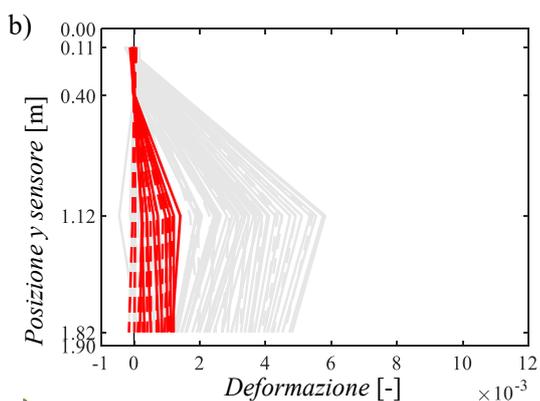
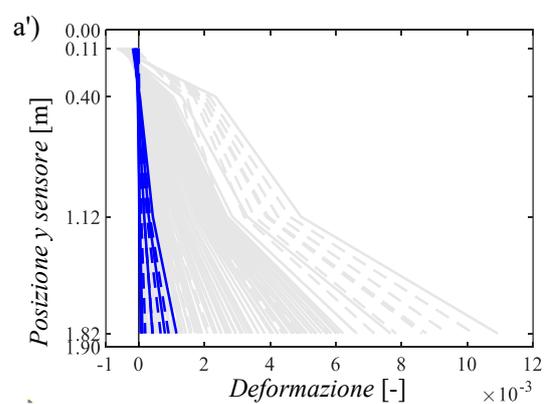
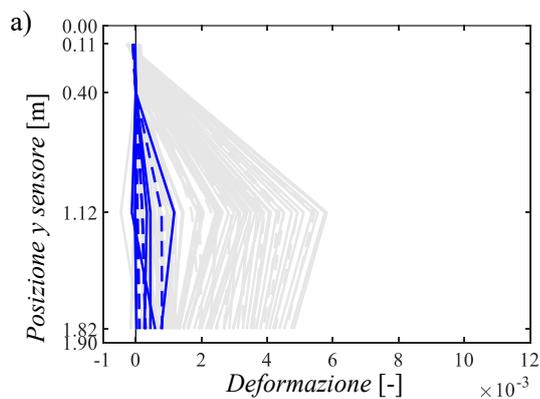


Figura 4-13. Confronto tra le curvature a $Z = 9.40$ m della trave a sinistra e del modello a destra. I colori blu, rosso, verde, viola e nero indicano rispettivamente i cicli di carico 1, 2, 3, 4 e 5. Le linee continue indicano i rami di carico mentre le linee tratteggiate i rami di scarico.

Per quanto riguarda la prova sperimentale manca la misura dell'estensimetro LV1 andata persa e posta pari a 0.

Le restanti misure si mostrano paragonabili e con valori di deformazione prossimi.

Curvature sezione a $Z = 16.80$ m:



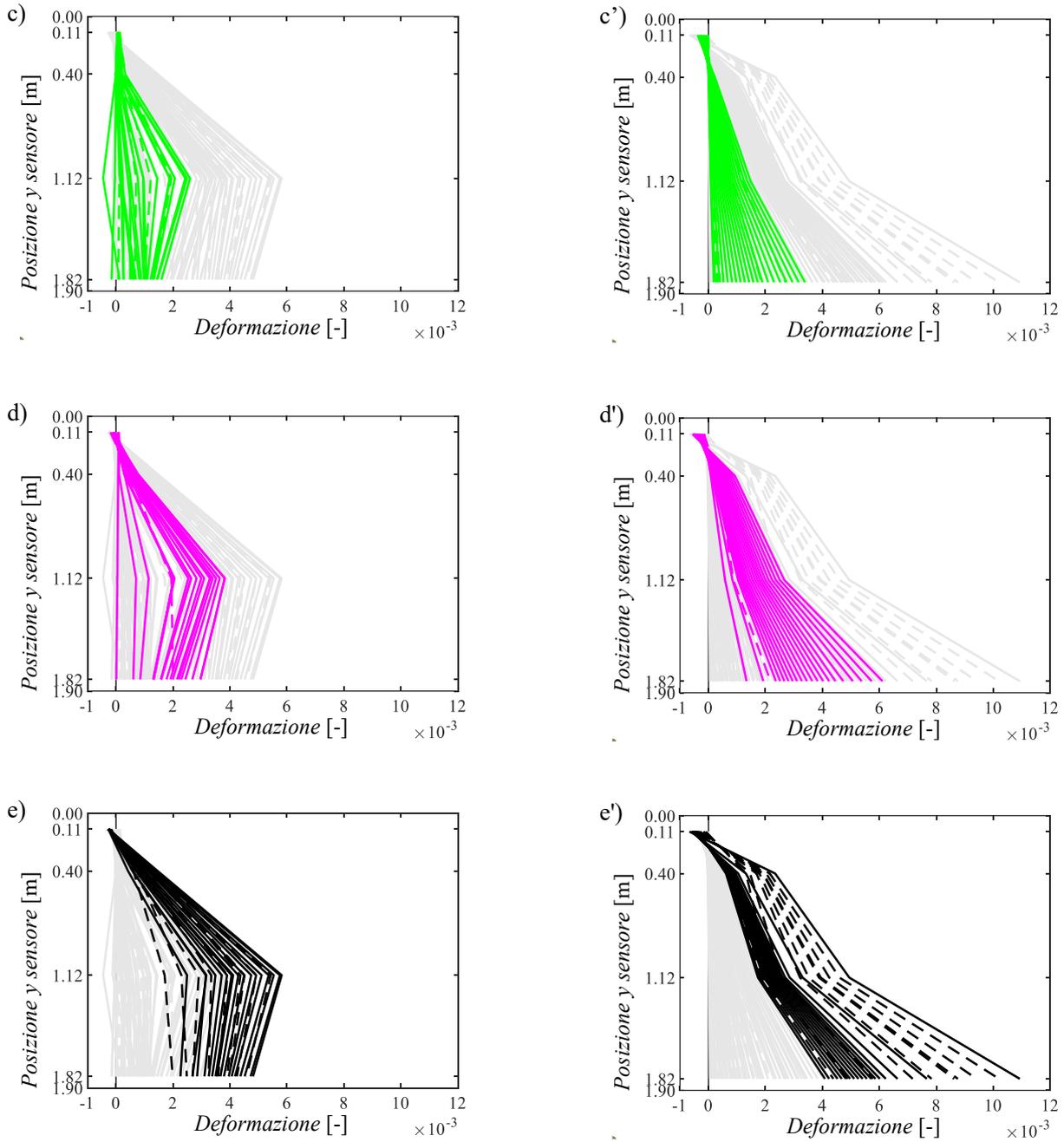
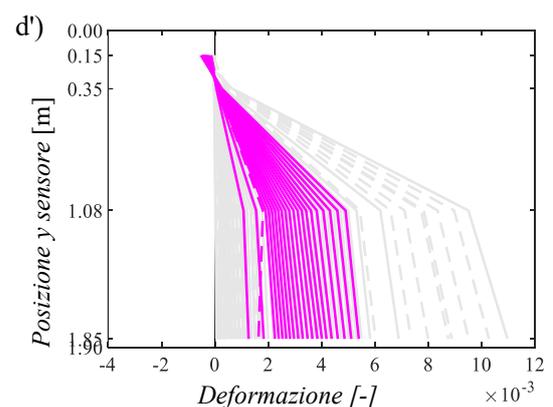
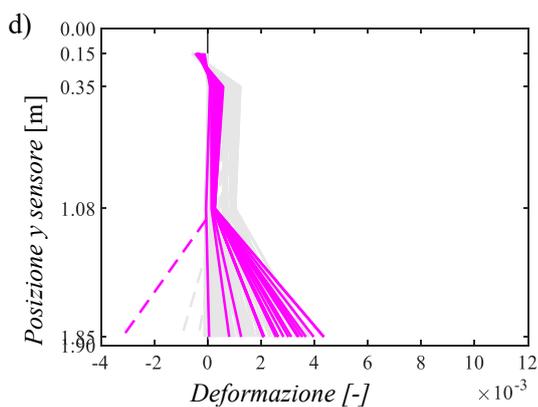
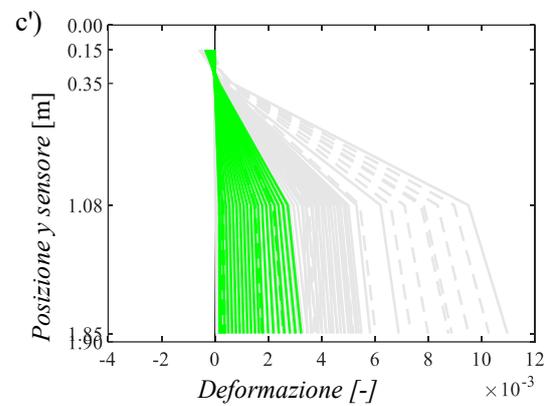
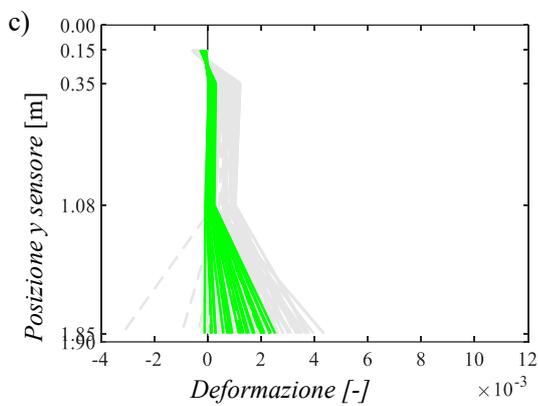
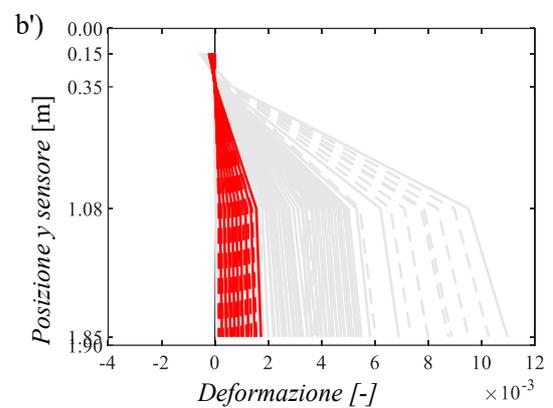
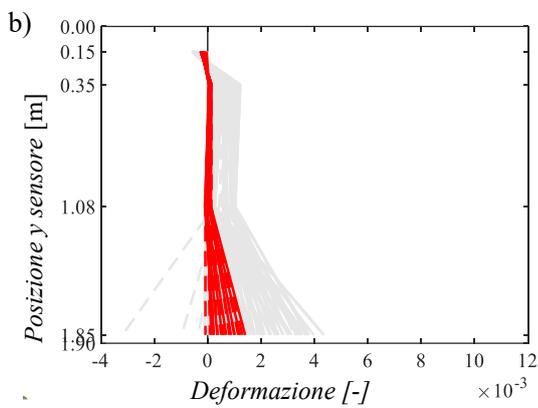
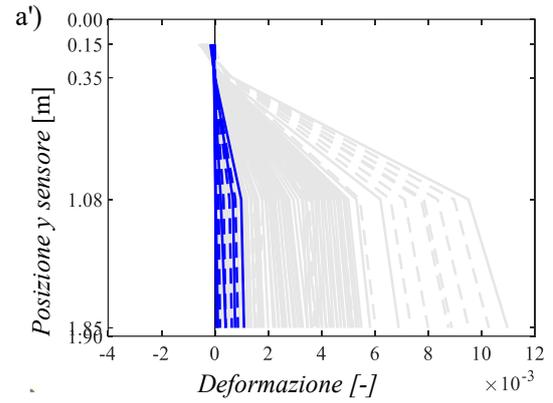
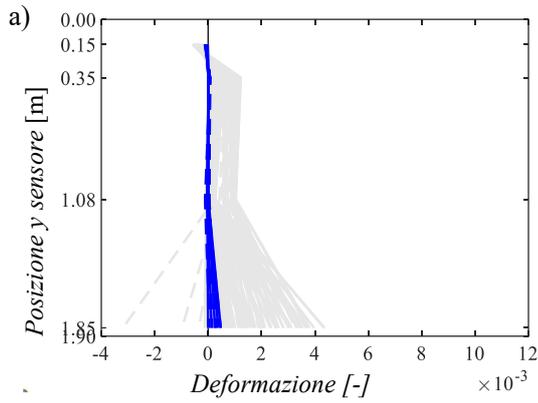


Figura 4-14. Confronto tra le curvature a $Z = 16.80$ m della trave a sinistra e del modello a destra. I colori blu, rosso, verde, viola e nero indicano rispettivamente i cicli di carico 1, 2, 3, 4 e 5. Le linee continue indicano i rami di carico mentre le linee tratteggiate i rami di scarico.

Le deformazioni di intradosso trave nei cicli 3, 4 e 5 presentano delle differenze, probabilmente a causa dell'intercettazione nel modello numerico di una fessura che ne amplifica i valori, d'altronde ci troviamo a ridosso della mezzeria in una zona come visto precedentemente soggetta a un fitto quadro fessurativo.

Curvature sezione a Z = 16.90 m:



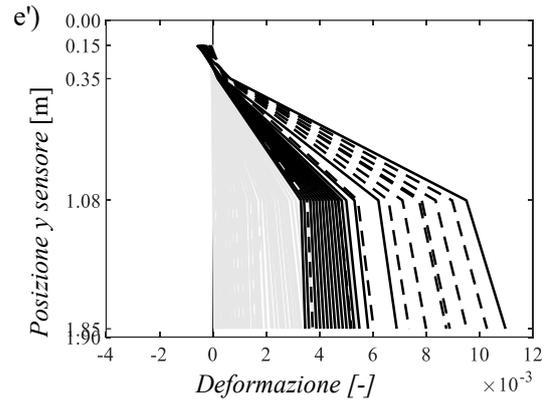
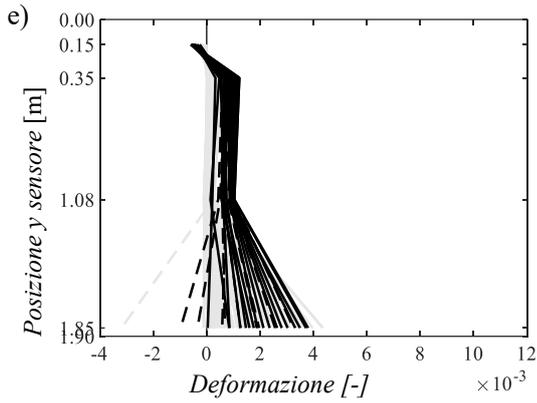
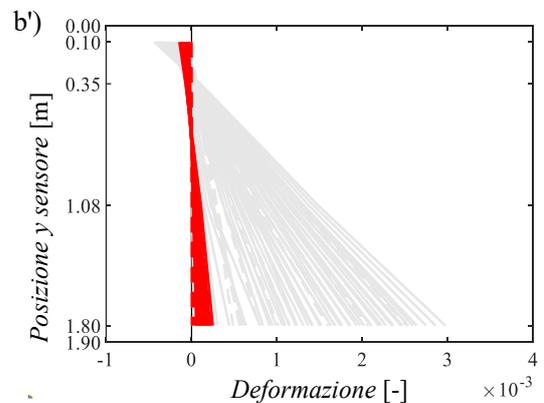
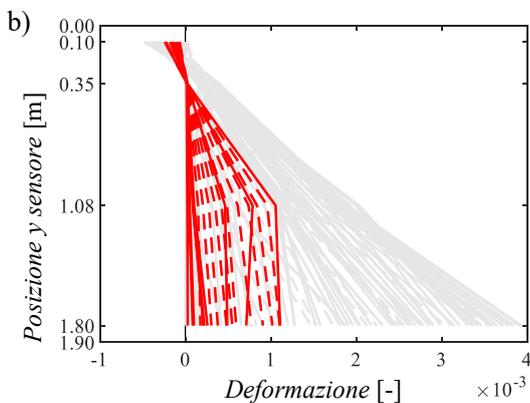
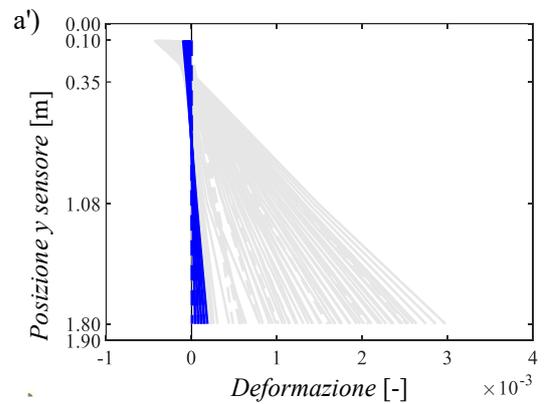
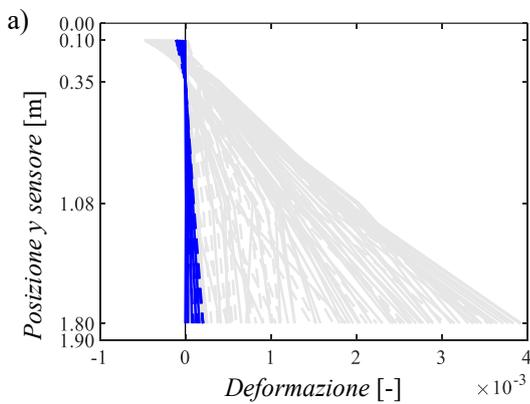


Figura 4-15. Confronto tra le curvature a $Z = 16.90$ m della trave a sinistra e del modello a destra. I colori blu, rosso, verde, viola e nero indicano rispettivamente i cicli di carico 1, 2, 3, 4 e 5. Le linee continue indicano i rami di carico mentre le linee tratteggiate i rami di scarico.

Le deformazioni del modello si presentano maggiori, verosimilmente a causa dell'intercettazione di fessure che le vanno ad amplificare, l'asse neutro occupa invece posizioni simili.

Curvature sezione a $Z = 24.30$ m:



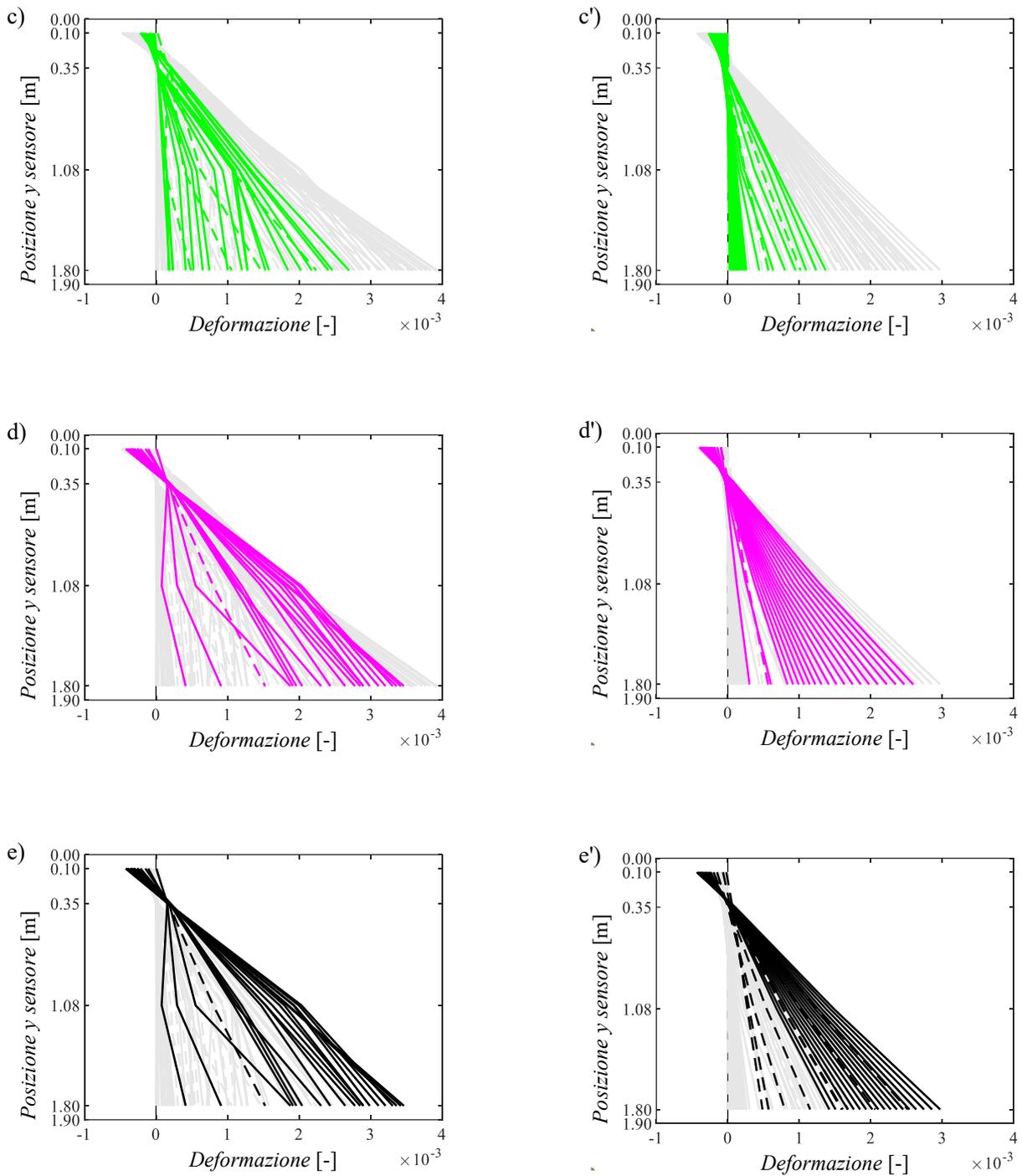


Figura 4-16. Confronto tra le curvature a $Z = 24.30$ m della trave a sinistra e del modello a destra. I colori blu, rosso, verde, viola e nero indicano rispettivamente i cicli di carico 1, 2, 3, 4 e 5. Le linee continue indicano i rami di carico mentre le linee tratteggiate i rami di scarico.

I valori di deformazione si presentano simili tra trave e modello come anche la posizione dell'asse neutro.

5 Conclusioni

In questo lavoro di tesi, che comincia con considerazioni sullo stato attuale di numerosi ponti e viadotti esistenti e sulla possibilità di svolgere analisi numeriche non lineari con i diversi safety formats per valutarne la sicurezza, si presentano nel dettaglio le varie ipotesi e fasi di costruzione di un modello non lineare agli elementi finiti tridimensionale di una trave da ponte di luce 34.6 m in calcestruzzo armato precompresso, per poi arrivare alla sua calibrazione e validazione attraverso il confronto con i risultati di una prova di carico sperimentale a grandezza reale eseguita sulla trave stessa.

Come si può osservare dai grafici di confronto presenti nel capitolo precedente, il modello numerico riesce a cogliere il comportamento meccanico della trave durante la prova di carico ciclica sia in termini qualitativi che quantitativi. In particolare, oltre alle notevoli somiglianze di deformata e quadro fessurativo, il grafico freccia-carico totale ai martinetti (usato come principale strumento di confronto) mostra andamenti per lo più sovrapponibili con un'ottima capacità del modello di cogliere l'effettiva rigidità.

Concludendo possiamo affermare che il modello agli elementi finiti non lineare tridimensionale della trave da ponte, realizzato come lavoro di tesi con l'impiego del programma di calcolo ATENA, sia un'ottima rappresentazione virtuale della trave testata, e possa essere utile a:

- valutazioni della sicurezza per eventuali impalcati a graticcio dello stesso lotto della trave (attraverso i safety formats descritti nel capitolo 1),
- eseguire confronti sull'applicabilità dei diversi safety formats,
- modellare e fare considerazioni su diversi scenari di danneggiamento,
- fare da esempio per la modellazione meccanico-numerica di travi di tipologia simile.

Il modello numerico, impiegante le proprietà medie dei materiali, potrà quindi tornare utile nei settori della pratica professionale e della ricerca sulle analisi non lineari agli elementi finiti (NLFEAs) con un impatto positivo dal punto di vista del risparmio economico e della salvaguardia ambientale.

Bibliografia

- [1] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, 2020. Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti.
- [2] Ministero dei Lavori Pubblici, 1933. Normale N.8 del 15/09/1933, Carichi da considerare nel calcolo dei ponti per strade ordinarie.
- [3] Ministero dei Lavori Pubblici, 1945. Circolare n.6018 del 09/06/1945.
- [4] Direzione Generale A.N.A.S, 1952. Circolare n.820 del 15/03/1952.
- [5] Ministero dei Lavori Pubblici, 1962. Circolare n.384 del 14/02/1962, Norme relative ai carichi per il calcolo dei ponti stradali.
- [6] Ministero dei Lavori Pubblici, 1980. D.M. del 02/08/1980, Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e il collaudo dei ponti stradali.
- [7] Ministero dei Lavori Pubblici, 1990. D.M. del 04.05.1990, Aggiornamento alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e il collaudo di ponti stradali.
- [8] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, 2018. D.M. del 17/01/2018, Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni.
- [9] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, 2008. D.M. del 14/01/2008, Norme tecniche per le costruzioni.
- [10] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, 2019. Circolare n.7 del 21/01/2019, Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni.
- [11] Presidente della Repubblica, 2018. Decreto-legge n.109 del 28/09/2018, Disposizioni urgenti per la città di Genova, la sicurezza della rete nazionale delle infrastrutture e dei trasporti, gli eventi sismici del 2016 e 2017, il lavoro e le altre emergenze.
- [12] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, 2020. D.M. n.578 del 17/12/2020.
- [13] International Federation for Structural Concrete (fib), 2011. Model Code 2010.
- [14] Paolo Castaldo, Diego Gino, Giuseppe Mancini, 2019. Engineering Structures 193, Safety formats for non-linear finite element analysis of reinforced concrete structures: discussion, comparison and proposals.

- [15] Diego Gino, Elena Miceli, Paolo Castaldo, Antonino Recupero, Giuseppe Mancini, 2024. Strain-based method for assessment of global resistance safety factors for nlnas of reinforced concrete structures.
- [16] Diego Gino, 2019. Doctoral Dissertation, Advances in reliability methods for reinforced concrete structures.
- [17] Paolo Castaldo, 2021. Report Finale Prove di carico sulle travi in C.A.P. di luce 34.60 m ed in C.A. di luce 25.90 m. AUTOSTRADA A6 TORINO-SAVONA.
- [18] CEN, 2021. EC 1-2021 EN 13791:2019, Assessment of in situ compressive strength in structures and precast concrete components.
- [19] CEN, 2014. EN 1992-1-1, Eurocode 2 – Design of concrete structures Part 1-1: general rules and rules for buildings.
- [20] Vladimír Červenka, Libor Jendele and Jan Červenka, 2022. ATENA Program Documentation Part 1 Theory.
- [21] Jan Červenka, Tomáš Altman, Zdeněk Janda, Jiří Rymeš, Michaela Herzfeldt, Pavel Pálek and Radomír Pukl, 2024. ATENA 2024 Program Documentation User's Manual for ATENA-PRE.
- [22] Štěpán Beneš, Jitka Mikolášková, Tomáš Altman, 2021. ATENA Program Documentation Part 12 User's Manual for ATENA Studio.
- [23] Joint Committee on Structural Safety (JCSS), 2000. JCSS Probabilistic Model Code Part 3: material properties.
- [24] FABRE, 2022. Ispezioni speciali su ponti esistenti in c.a.p. a cavi scorrevoli ai sensi delle Linee Guida: la classificazione e la valutazione accurata.

Ringraziamenti

Mi preme ringraziare tutte le persone: familiari, amici, compagni di corso e professori che mi hanno supportato e incoraggiato in questo percorso di studi impegnativo che volge al suo termine e di cui conservo dei bei ricordi.

In particolare, ringrazio mia mamma Mara e mio papà Roberto che mi hanno sempre incoraggiato a fare del mio meglio e messo nelle migliori condizioni senza mai pretendere, grazie a loro e al percorso al Politecnico ho imparato i valori di serietà e attitudine riscoprendo il mio interesse per la scienza.

Un ringraziamento speciale va poi ai miei nonni Luigi e Germano e alle mie zie e zii in particolare Guido sempre aggiornato sugli avanzamenti della tesi e Mario interessato agli argomenti tecnici dei miei esami.

Ci tengo poi molto a ringraziare mio fratello Alessandro entusiasta dei miei traguardi e la mia ragazza Gloria sempre presente sia nei momenti impegnativi che di svago e pronta a incoraggiarmi e supportarmi, grazie per tutte le volte che mi hai accompagnato agli esami o aspettato mentre studiavo fino a tardi. Un grazie anche a Maura e Silvano sempre accoglienti e capaci di motivarmi.

Ringrazio volentieri i miei amici Loris con il quale ho condiviso buona parte del mio tempo all'università, Matteo compagno di avventurosi giri in moto con cui staccare dallo studio, Francesca avversaria nelle partite di tennis e compagna di camminate in montagna, Cecilia con cui ho fatto innumerevoli passeggiate e giri in moto e Matteo avversario nelle più combattute partite di paddle e compagno di attività sportive. Grazie a tutti voi per il bellissimo tempo passato insieme.

Un grazie va anche ad Amedeo con cui ho condiviso numerose passioni, tra cui spiccano orologeria e cucina, Eleonora e Giancarlo coppia di buona compagnia e Irene amica stretta di me e Gloria diventata per metà piemontese. Grazie.

Infine, ci tengo a ringraziare i compagni di corso, in particolar modo Eugenia (un grazie va anche a Raffaele) compagna di numerosissimi progetti e esercitazioni superati brillantemente, Lorenzo con cui mi sono confrontato più volte su diverse tematiche della tecnica delle costruzioni e Andrea con cui ho affrontato diversi progetti. Mi fa poi piacere ringraziare i diversi professori che in questi anni si sono complimentati per i miei risultati e Diego, Elena e il professor Paolo per gli apprezzamenti al mio lavoro di tesi e la stima nei miei confronti.