UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE

FACOLTÀ DI INGEGNERIA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E ARCHITETTURA

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Valutazione della vulnerabilità dei ponti esistenti costruiti in diverse epoche alla luce delle linee guida ministeriali

Assessment of the vulnerability of existing bridges built in different eras in the light of ministerial guidelines

Relatore:

Dott. Ing. Laura Ragni

Correlatore:

Dott. Ing. Andrea Dall'Asta

Correlatore:

Dott. Ing. Sandro Carbonari

Candidato:

Andrea Lottatori

Anno Accademico 2020/2021

INDICE

Introduzione pag.1
1. Ponti esistenti. pag.3
   1.1. Situazione dei ponti esistenti in Italia e nel mondo. pag.3
   1.2. Nuove linee guida dei ponti esistenti. pag.6
2. Normative italiane sui ponti. pag.9
   2.1. Normale N. 8 del 15 settembre 1933. pag.9
   2.2. Circolare N. 6018 del 6 giugno 1945. pag.10
   2.3. Circolare N. 384 del 14 febbraio 1962. pag.11
   2.4. Decreto Ministeriale del 2 agosto 1980. pag.13
   2.5. Decreto Ministeriale del 4 maggio 1990. pag.15
   2.6. Decreto Ministeriale del 14 settembre 2005. pag.16
   2.7. Norme Tecniche delle Costruzioni del 2008 e 2018. pag.18
   2.8. Confronto tra le normative. pag.21
3. Studio degli effetti dei carichi mobili definiti dalle diverse normative. pag.24
   3.1. Trave appoggiata. pag.24
      3.1.1. Confronto tra gli schemi di carico applicati alla singola corsia di carico. pag.24
      3.1.2. Confronto tra le forme dei diagrammi. pag.26
      3.1.3. Applicazione dei carichi mobili ad un impalcato di 12 m. pag.35
      3.1.4. Confronto tra le forme dei diagrammi per l'impalcato di 12 m. pag.39
      3.1.5. Confronto tra i carichi delle linee guida e delle normative. pag.47
         3.1.5.1. Applicazione sulla singola corsia di carico. pag.48
         3.1.5.2. Applicazione sull'impalcato di 12 m. pag.52
      3.1.6. Conclusioni trave appoggiata. pag.56
   3.2. Trave continua. pag.57
      3.2.1. Confronto tra gli schemi di carico applicati alla singola corsia di carico. pag.57
      3.2.2. Applicazione dei carichi mobili ad un impalcato di 12 m. pag.62
      3.2.3. Confronto tra le forme dei diagrammi per l'impalcato di 12 m. pag.66
      3.2.4. Confronto tra i carichi delle linee guida e delle normative. pag.76
         3.2.4.1. Applicazione sulla singola corsia di carico. pag.76
         3.2.4.2. Applicazione sull'impalcato di 12 m. pag.83
      3.2.5. Conclusioni trave continua. pag.89
   3.3. Trave Gerber. pag.90
      3.3.1. Confronto tra gli schemi di carico applicati alla singola corsia di carico. pag.90
      3.3.2. Applicazione dei carichi mobili ad un impalcato di 12 m. pag.94
      3.3.3. Confronto tra le forme dei diagrammi per l'impalcato di 12 m. pag.97
      3.3.4. Confronto tra i carichi delle linee guida e delle normative. pag.107

3.3.4.1. Applicazione sulla singola corsia di carico. pag.107
3.3.4.2. Applicazione sull'impalcato di 12 m. pag.112
3.3.5. Conclusioni Trave Gerber. pag.116
4. Caso studio. pag.117
4.1. Descrizione dell'impalcato. pag.117
4.2. Metodi di calcolo da progetto esistente. pag.120
4.3. Normative di riferimento. pag.123
4.4. Materiali. pag.123
4.5. Analisi dei carichi. pag.126
4.5.1. Azioni permanenti. pag.126
4.5.2. Azioni variabili da traffico. pag.126
4.6. Modello di analisi. pag.128
4.7. Combinazioni di carico. pag.130
4.8. Caratteristiche sezioni. pag.131
4.9. Calcolo perdite di tensione. pag.133
4.10. Verifica della trave. pag.139
4.10.1. Verifica a flessione agli SLU. pag.139
4.10.2. Verifica a taglio agli SLU. pag.145
4.10.3. Verifica armature longitudinali in appoggio. pag.162
4.11. Verifica traversi. pag.167
4.12. Verifica della soletta. pag.170
4.12.1. Modello di calcolo. pag.170
4.12.2. Azioni. pag.171
4.12.3. Sollecitazioni. pag.172
4.12.4. Verifica a flessione delle armature trasversali. pag.174
4.12.5. Verifica a taglio. pag.178
Conclusione pag.180
Bibliografia pag.182

Introduzione

In Italia, ma anche nel mondo, la gestione e la manutenzione dei ponti esistenti è un argomento di grande attualità, dato che la maggior parte dei ponti hanno raggiunto la loro vita utile. Infatti, nel passato con lo sviluppo industriale ed economico, i trasporti hanno assunto sempre maggiore importanza, e quindi sono state costruite nuove vie di comunicazione e infrastrutture di cui i ponti sono parte fondamentale. Per tener conto dell'evoluzione del traffico sono state emanate numerose norme tecniche riguardo i carichi mobili con cui progettare le strutture da ponte. Inoltre c'è stata un'evoluzione sia relativamente ai materiali da costruzione che alle tecniche di modellazione e calcolo delle strutture. Come conseguenza i ponti costruiti nelle diverse epoche (a partire dagli anni '30 in poi) sono caratterizzati da un diverso livello di sicurezza nei confronti dei carichi previsti dalla attuale normativa. A questo si aggiunge la questione di eventuali difetti di costruzione e/o fenomeni di degrado che rendono alcune strutture particolarmente vulnerabile. Data la numerosità dei ponti nel territorio Italiano, la loro funzione strategica e le possibili pesanti conseguenze in termini di perdita di vite umane a seguito di un loro collasso, il problema della valutazione della vulnerabilità dei ponti e del loro adeguamento è diventata una priorità del nostro paese. I recenti eventi (viadotto Polcevera ed altri) hanno accelerato ulteriormente il processo di valutazione e messa in sicurezza dei ponti più critici. In questo contesto si inseriscono Linee Guida per i ponti esistenti recentemente pubblicate dal Ministero delle infrastrutture e dei trasporti e analizzate in questa tesi.

In particolare una prima parte del lavoro di tesi è stato incentrato sul confronto tra le sollecitazioni di progetto attuali (dovute ai carichi previsti dalle Norme Tecniche per le costruzioni, NTC 2018) e quelle utilizzate in passato, al fine di determinare la vulnerabilità dei ponti in funzione dell'epoca di costruzione. Sono state riprese quindi tutte le normative italiane sui ponti dal 1933 fino ad oggi, analizzando le differenze sulla definizione dei carichi mobili e successivamente sulle sollecitazioni da essi indotte. Il confronto è stato fatto per tre schemi statici: trave appoggiata, trave continua e trave Gerber. Per ognuno sono state considerate le configurazioni: singola corsia (quindi per ogni norma è stato considerato lo schema di carico che fornisce le massime sollecitazioni) e impalcato con una larghezza ampiamente diffusa pari a 12 m (in cui sono state considerate tutte le colonne di carico che possono essere applicate su questa larghezza). Le sollecitazioni sono state ricavate senza considerare la ripartizione trasversale dei carichi e quindi è da intendersi come uno studio preliminare semplificato che presenta dei limiti, ma che ha permesso di confrontare i diagrammi delle sollecitazioni nelle diverse situazioni e quindi quantificare le differenze sezione per sezione. Inoltre sono state definite le sollecitazioni derivanti dai carichi forniti dalle Linee guida nella condizione di transitabilità (2), per poter definire la riduzione delle sollecitazioni dovute da questi carichi.

Nella seconda parte della tesi è stato invece preso in considerazione un caso studio di un ponte reale, progettato nel 1969, costituito da tre travi a doppio T in c.a.p., collegate da quattro traversi anch'essi precompressi. Lo schema statico è di trave appoggiata di luce 32.00 m e l'impalcato è largo 9.55 m. Del caso studio in oggetto, sono state anche approfondite le modalità di calcolo effettuate nel progetto originario. Successivamente è stato sviluppato un modello dal quale sono state ricavate le sollecitazioni. Sono state infine effettuate le verifiche degli elementi dell'impalcato (della trave, dei traversi e della soletta) al fine di indagare le vulnerabilità dell'impalcato e quindi mettere in luce le verifiche caratterizzate da una maggiore criticità.

1. Ponti esistenti.

1.1. Situazione dei ponti esistenti in Italia e nel mondo.

Il controllo e il monitoraggio dei ponti esistenti è un problema che interessa tutti i paesi del mondo. La maggior parte di queste infrastrutture hanno raggiunto la loro vita utile e la mancanza di manutenzione ha favorito l'aumento del degrado dei materiali. Questo è certificato dai vari crolli che hanno interessato tutto il mondo. Negli Stati Uniti da un rapporto stilato dall'ARTBA sui 618000 ponti un terzo sono da riparare, dei quali, il 36% necessitano di riparazioni e più di 45000 sono classificati come "strutturalmente carenti". Gli Stati Uniti hanno agito tempestivamente, e già dal 1967, dopo il crollo del Silver Bridge, hanno emanato le "National Bridge Inspection Standards" che sono in continua evoluzione. E anche se ancora molti ponti sono in condizioni critiche, dal rapporto si nota che la percentuale di ponti considerati "strutturalmente carenti" lentamente stanno diminuendo.

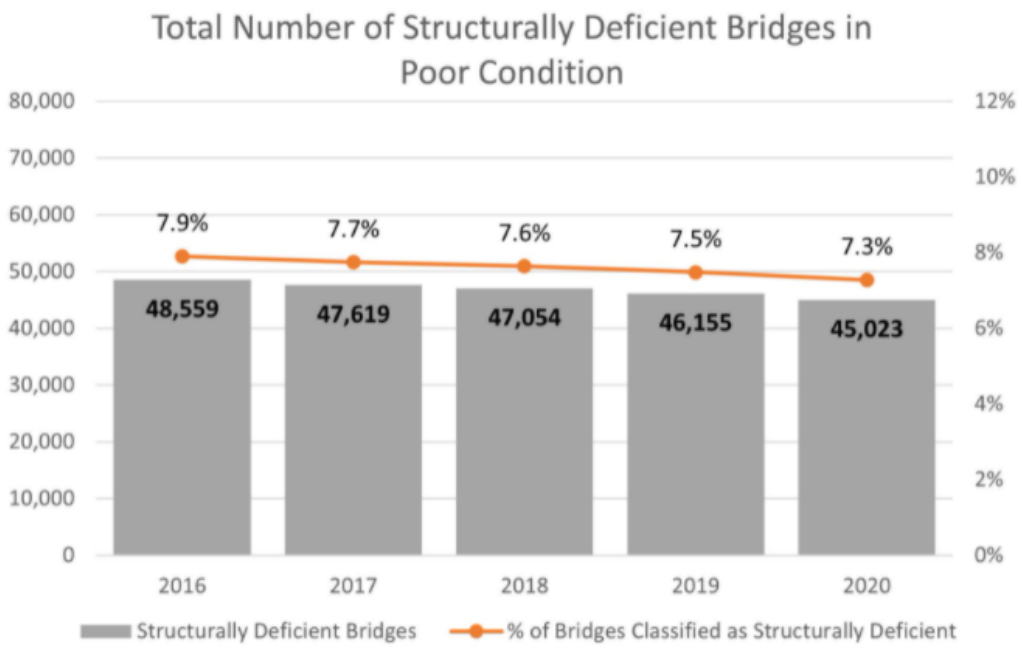


Figura 1.1. *Numero dei ponti "strutturalmente carenti"U.S.A (fonte: artbabridgereport.org).*

Invece in Europa non esiste un censimento dei ponti, ma è stato effettuato uno studio nel 2007 "Guideline for Load and Resistance Assessment of Existing European Railway Bridges", che anche se riferito ai ponti ferroviari, fornisce informazioni interessanti riguardo alla situazione dei ponti esistenti. Lo studio è stato effettuato da 32 partner che comprendono istituzioni, proprietari e università. I risultati che sono stati ottenuti, derivano dallo studio di 220000 ponti dislocati in 16 paesi europei e in Svizzera. Si osserva che circa il 35% dei ponti hanno un'età superiore ai 100 anni e circa il 30% ha raggiunto i 50 anni di età e questi ponti sono per la maggior parte in muratura, mentre quelli che hanno un'età tra i 20 e 50 anni sono soprattutto in calcestruzzo armato.

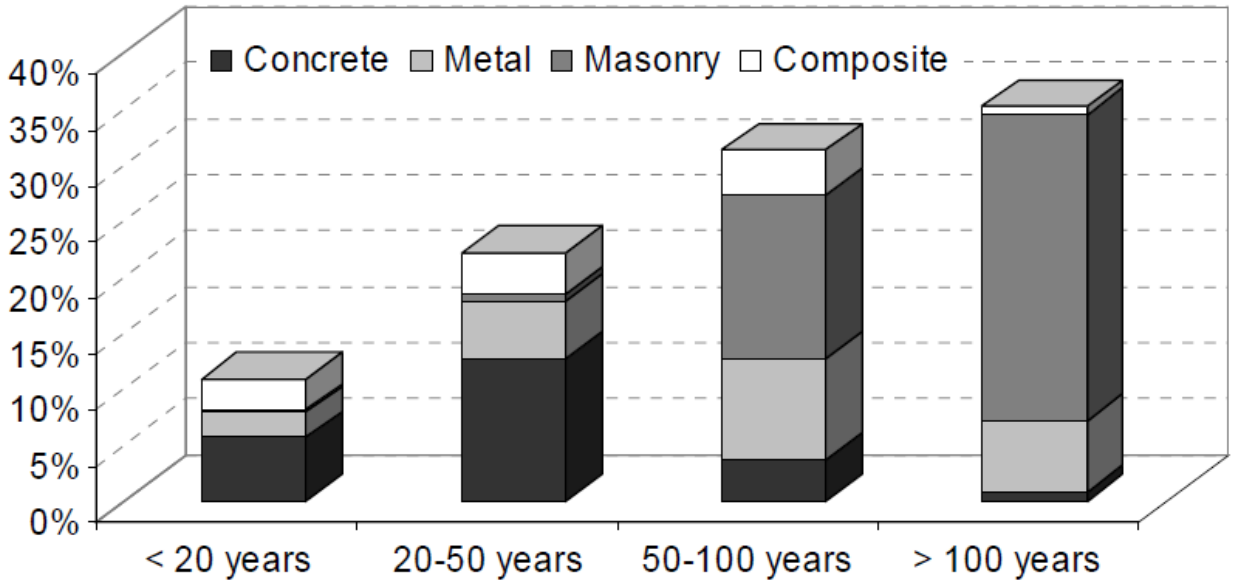


Figura 1.2. *Età e tipologia ponti in Europa (fonte: Sustainable Bridges, SB-LRA, 2007).*

Inoltre viene riportato che la maggior parte dei ponti hanno una luce inferiore ai 40 metri, e quindi nella ricerca si invita a prestare particolare attenzione ai ponti più corti, anche se non bisogna sottovalutare quelli più lunghi perché, anche se ne sono in numero inferiore, hanno un costo di manutenzione superiore.

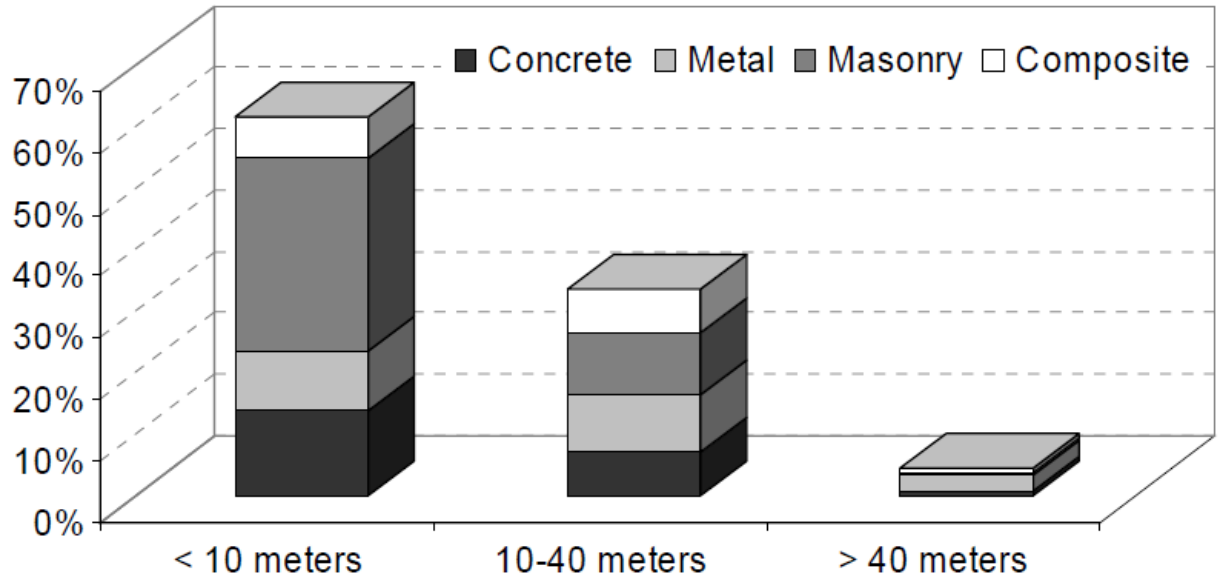


Figura 1.3. *Luce ponti in Europa (fonte: Sustainable Bridges, SB-LRA, 2007).*

In Italia, non esiste un censimento dei ponti stradali, e questo sta a dimostrare la scarsa attenzione che è stata posta a questa problematica negli anni passati, nonostante il numero elevato di infrastrutture sul nostro territorio. Anche in Italia è state emanata una norma nel 1967 riguardo il controllo della stabilità delle opere d'arte, ma sia questa norma e quelle successive fornivano informazioni generali e non specifiche. La gestione dei ponti in Italia è suddivisa tra diversi enti tra cui Anas, Autostrade per l'Italia e dalle Provincie, quindi anche per questo non si ha un censimento preciso. Per poter definire il patrimonio infrastrutturale italiano si può prendere in considerazione una ricerca del Dipartimento di Ingegneria Civile e Industriale dell'Università di Pisa eseguito su 261 ponti esistenti

da cui risulta che il 54% dei ponti è stato costruito prima del 1945, il 38% dal 1945 al 1980 e solo l'8% dopo gli anni '80.

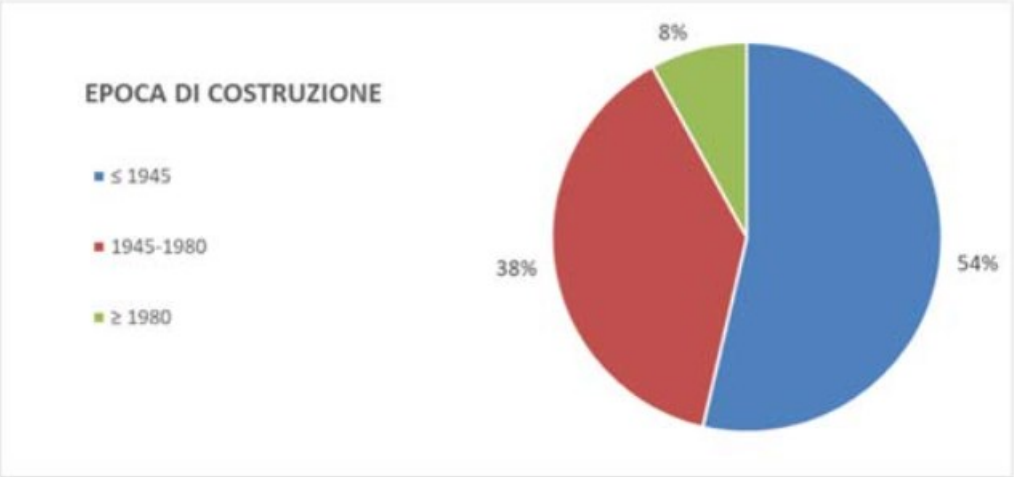


Figura 1.4. *Epoca di costruzione ponti in Italia (fonte: Ingenio, 2020).*

Inoltre, si è definito che il 44% dei ponti sono in muratura, il 43% in C.A., il 4% in acciaio, l'1% composti acciaio - calcestruzzo e l'8% in altri materiali. Quindi deve essere prestata particolare attenzione ai ponti in C.A., che rappresentano una parte elevata delle strutture esistenti, perché vista la mancanza di manutenzione, essi sono soggetti ad un elevato degrado.

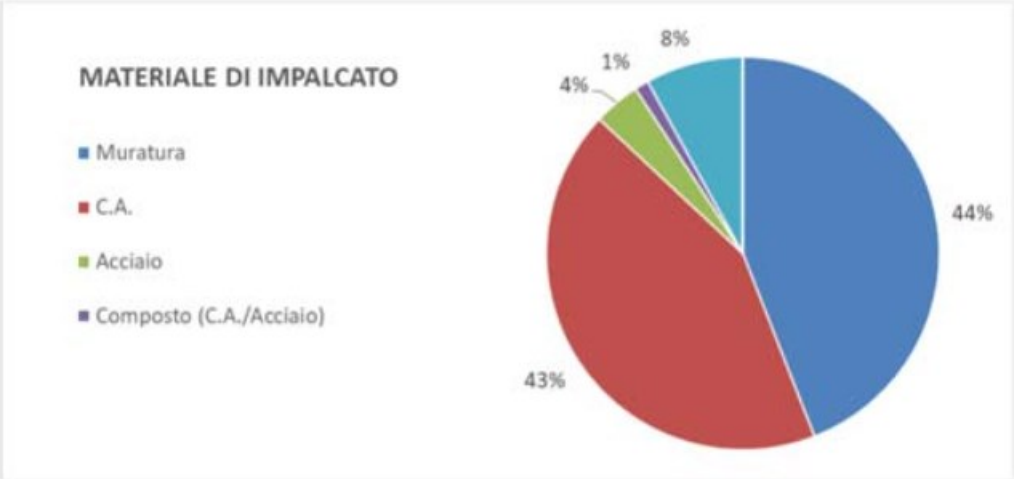


Figura 1.5. *Tipologia dei ponti in Italia (fonte: Ingenio, 2020).*

Solamente negli ultimi anni si è presa coscienza di questa problematica e quindi, nel 2020, sono state pubblicate le nuove Linee guida dei ponti esistenti.

1.2. Nuove linee guida dei ponti esistenti.

Le Nuove Linee Guida per i ponti esistenti permettono di censire, classificare e monitorare queste opere. Visto il gran numero delle opere esistenti, per ridurre l'onerosità delle verifiche, è stato utilizzato un approccio multilivello. Quindi, in funzione dello stato attuale dell'opera, che viene definito tramite delle indagini speditive, si definisce una classe di attenzione per ogni ponte per poi procedere con i vari approfondimenti.

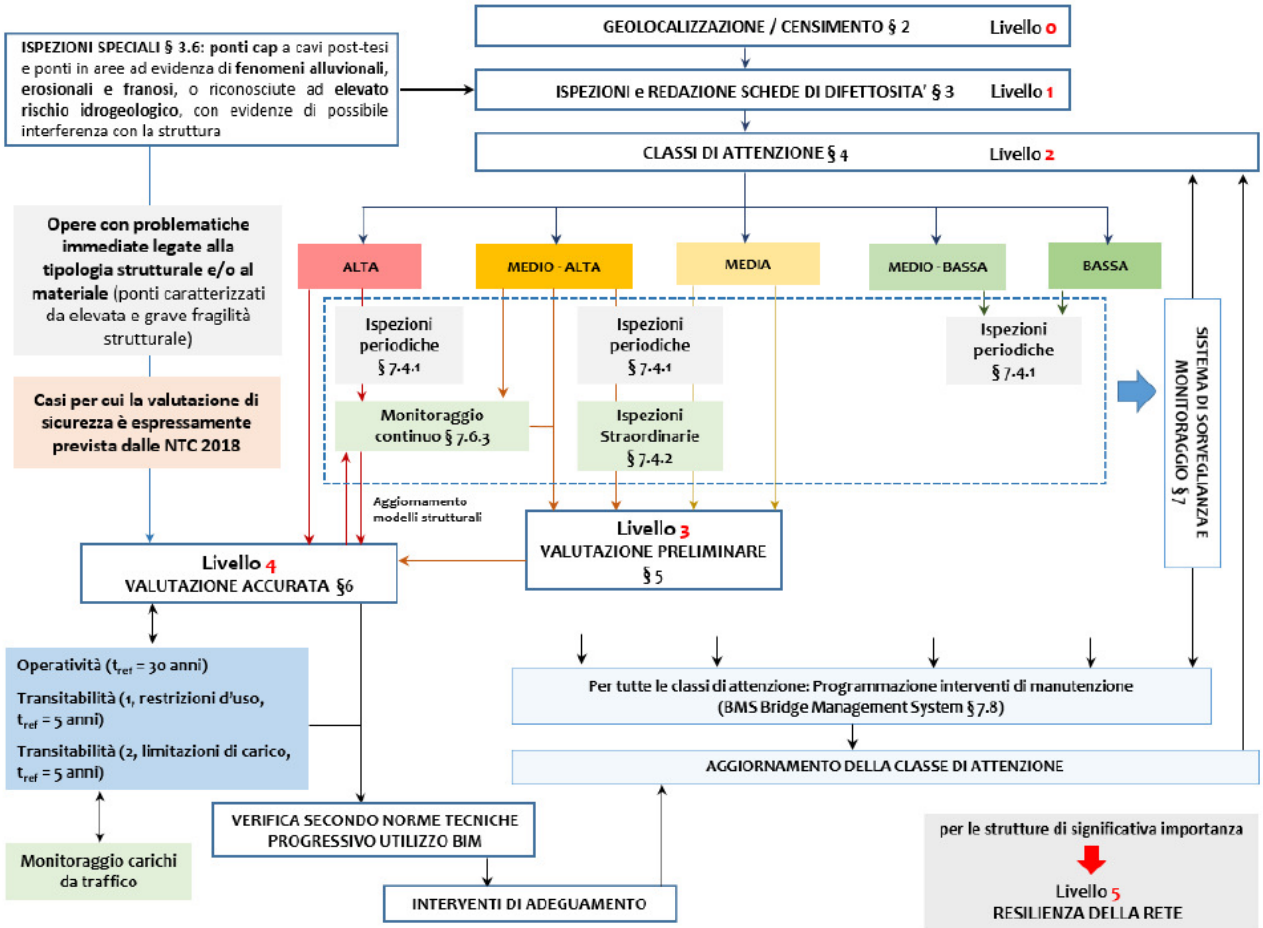


Figura 1.6. *Approccio multilivello e relazioni tra i livelli di analisi.*

I livelli in cui è suddiviso l'approccio sono sei:

- Livello 0: l'obiettivo è il censimento e la catalogazione di tutti i ponti esistenti, e tramite la raccolta di tutti i dati delle opere, è possibile creare un database di tutti i ponti esistenti su tutto il territorio italiano. Inoltre, tramite queste informazioni, si devono suddividere le opere in macro-classi e quindi programmare le ispezioni visive in base a un ordine di priorità. La fase di raccolta di tutta la documentazione tecnica e amministrativa risulta fondamentale, per cui deve essere effettuata una ricerca approfondita. Per ogni opera tutte le informazioni vengono raccolte nella "Scheda di censimento di Livello 0".
- Livello 1: vengono effettuate le ispezioni visive definendo le caratteristiche geometriche e strutturali dell'opera e i principali fenomeni di degrado. Tutti i difetti devono essere riportati sulle Schede di difettosità attribuendo ad ognuno un peso G= 1-5 e un estensione k= 0.2-1. I difetti con valori di G = 4 e 5 devono essere segnalati per poter eseguire delle indagini più approfondite, perché essi possono pregiudicare la stabilità strutturale dell'opera. Inoltre, deve

essere compilata una “Scheda frane e idraulica” che permette di definire la classe di attenzione per fenomeni franosi. Sono definiti dei casi in cui è necessaria una valutazione della sicurezza approfondita e quindi si passa direttamente dal Livello 1 al Livello 4. Questi casi sono quelli definiti dalle Norme Tecniche al Cap. 8.3 e opere caratterizzate da elevata fragilità intrinseca. Per ponti in c.a.p. a cavi post-tesi o ponti posti in aree ad alto rischio idrogeologico, occorre eseguire delle ispezioni speciali per definire se procedere direttamente alle valutazioni approfondite del Livello 4.

- Livello 2: viene determinata la Classe di Attenzione che viene valutata in modo approssimativo, tramite le informazioni raccolte nei precedenti livelli, e rappresenta in modo approssimativo il fattore di rischio. Tramite le Classi di Attenzione si definiscono le priorità dei controlli e degli interventi da effettuare. Sono previste cinque Classi di Attenzione:
  - Classe Alta;
  - Classe Media-Alta;
  - Classe Media;
  - Classe Medio-Bassa;
  - Classe Bassa.

  Vengono considerati quattro rischi rilevanti e per ognuno di essi si definisce la Classe di Attenzione:
  - Classe di Attenzione strutturale e fondazione;
  - Classe di Attenzione sismico;
  - Classe di Attenzione frane;
  - Classe di Attenzione idraulica.

  La Classe di Attenzione è definita dalla combinazione di tre fattori: pericolosità, vulnerabilità ed esposizione. Per ognuno di essi si definiscono dei parametri primari, che vengono suddivisi in cinque classi, e secondari che li correggono. Una volta definita la Classe di Attenzione di ognuno dei tre fattori si determina la Classe di Attenzione dei rischi rilevanti e dalla loro combinazione si determina la Classe di Attenzione del ponte.

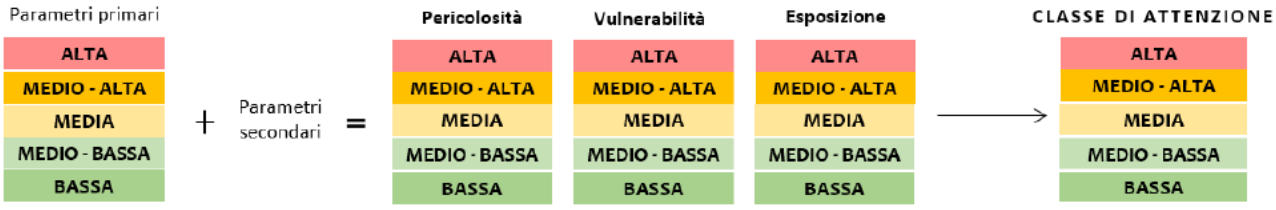


Figura 1.7. *Flusso logico per la determinazione della classe di attenzione.*

- Livello 3: si determinano le risorse della struttura tramite una valutazione delle sollecitazioni dei carichi da traffico dell’epoca e quelli attuali e si determina se procedere con verifiche più accurate del Livello 4.
- Livello 4: definisce le modalità di verifica dei ponti esistenti a partire dalle fasi di conoscenza fino ai provvedimenti definiti in funzione dei risultati delle verifiche. Quando non risultano verificate le strutture secondo i carichi verticali si possono limitare i carichi, prevedere una restrizione d’uso del ponte ed eseguire interventi che ne aumentano la sicurezza. I ponti esistenti vengono suddivisi in: Adeguato, nel caso in cui verificano secondo i carichi e i coefficienti parziali definiti dalle Norme Tecniche attuali; Operativo, le verifiche risultano soddisfatte considerando i carichi delle Norme tecniche, ma considerando un t_{ref} di 30 anni con i quale si determinano dei coefficienti di sicurezza inferiori; Transitabile, si considera un

t_{ref} di 5 anni entro il quale si deve effettuare un adeguamento e si procede alla limitazione dei carichi o riduzione dell'uso del ponte.

	Obiettivi	Carichi da traffico	t_{ref}
COMPLETA ADEGUATEZZA **Valutazione del livello di sicurezza secondo le norme attuali (NTC 2018)**	Valutazione del livello di sicurezza strutturale, sismico e idraulico (alluvioni e frane) come previsto dalle NTC 2018, con eventuale riduzione fattori parziali carichi permanenti	Schemi convenzionali previsti dalle NTC 2018	Vita nominale (V_N) come da NTC 2018

Se il livello di sicurezza strutturale (statica/geotecnica) è insufficiente rispetto alle NTC

OPERATIVITA'	Valutazione del livello di sicurezza strutturale con t_{ref} ridotto e fattori parziali ridotti	Schemi da NTC 2018, con fattori parziali ridotti	30 anni
TRANSITABILITA' NTC 2018 **(Immediata transitabilità 1)**	Valutazione del livello di sicurezza strutturale con t_{ref} ulteriormente ridotto imponendo restrizioni all'uso del ponte e fattori parziali ridotti	Schemi da NTC 2018, con restrizioni di uso e fattori parziali ridotti	5 anni
TRANSITABILITA' CdS • **PESANTE** • **INTERMEDIA** • **LEGGERA** • **AUTOVEICOLI** **(Immediata transitabilità 2)**	Valutazione del livello di sicurezza strutturale con t_{ref} ulteriormente ridotto, imponendo limitazione dei carichi secondo CdS e con relativi fattori parziali ridotti	Schemi da CdS con relativi fattori parziali ridotti	5 anni

Tabella 1.1. *Livelli di analisi in funzione della finalità delle verifiche.*

- Livello 5: non sono esplicitamente trattate nelle Linee Guida e si applica a ponti di significativa importanza.

Inoltre, nella terza parte delle Linee Guida si riportano tutte le indicazioni riguardo il monitoraggio e il controllo delle strutture.

2. Normative italiane sui ponti.

Vengono riportate tutte le normative italiane, utilizzate per la progettazione dei ponti.

2.1. Normale N.8 del 15 settembre 1933.

In questa normativa venivano considerati dei carichi militari, in particolare, quello dell'obice di 92 t comprensivo di motrice.
Gli schemi di carico contenuti nella presente norma sono:

- Schema 1: colonna indefinita di autocarri da 12 t;
- Schema 2: traino con veicoli da peso massimo di 40 t;
- Schema 3: rullo compressore da 18 t;
- Schema 4: folla compatta da 400 kg/m^2.

La normativa definiva che i carichi da applicare erano da riferirsi solamente a strade a due corsie, lasciando al progettista l'estensione in caso di impalcati più larghi.
Per le strade di Tipo I si doveva tenere in conto la peggiore delle tre: due colonne indefinite di Schema 1 con l'aggiunta di folla compatta sui marciapiedi (Schema 5); una colonna indefinita di Schema 1 affiancata dallo Schema 2 e folla compatta sui marciapiedi (Schema 5); folla compatta estesa su tutta la larghezza. Per le strade Tipo II si doveva considerare la peggiore delle due: la prima disposizione era la stessa delle strade Tipo I; una colonna indefinita di Schema 1 e una colonna definita da due rulli e folla sull'area non occupata dai rulli.
Per tener conto delle azioni dinamiche si dovevano aumentare i carichi del 25%.

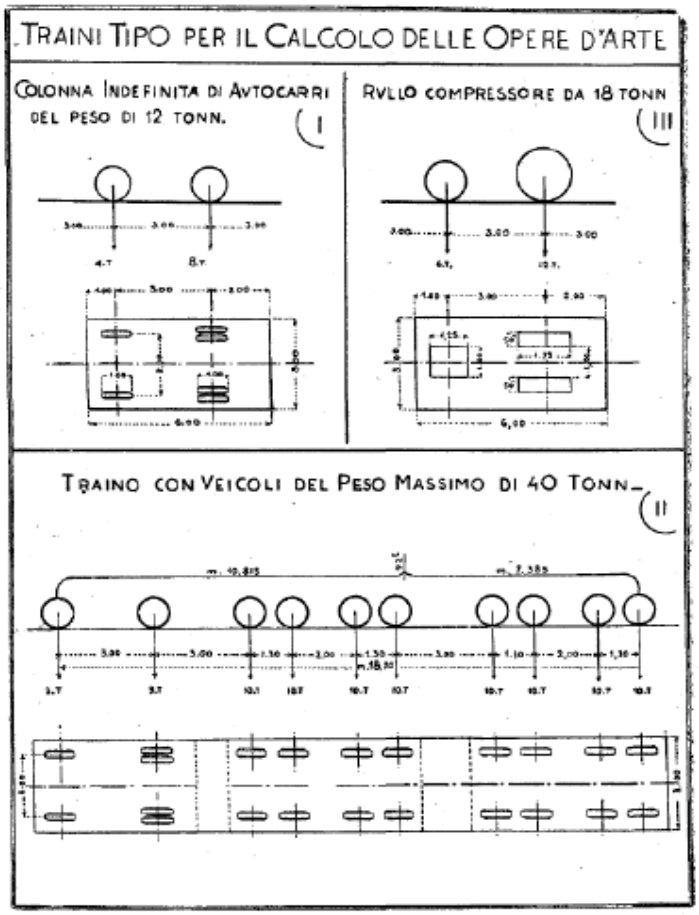


Figura 2.1. *Schemi di carico Normale n.°8 del 15 settembre 1933.*

2.2. Circolare n.6018 del 6 giugno 1945.

Immediatamente dopo la guerra vennero snelliti i carichi di progetto eliminando il carico militare da 92 t e quindi gli schemi di carico da adottare erano:

- Schema 1: colonna indefinita di autocarri da 12 t;
- Schema 2: rullo compressore da 18 t;
- Schema 3: folla compatta da 400 kg/m^2.

Anche in questo caso si doveva considerare la peggiore delle due disposizione dei carichi: due o più treni dello Schema 1 più folla compatta sui marciapiedi (Schema 3); due rulli compressori affiancati da 18 t (Schema 2) più folla compatta sui marciapiedi (Schema 3). In questo caso le azioni dinamiche da applicare ai carichi erano definite tramite un coefficiente Φ, determinato tramite la seguente formula:

$$\Phi = 1 + \frac{16}{L + 40}$$

Dove L rappresenta la luce del ponte in metri.

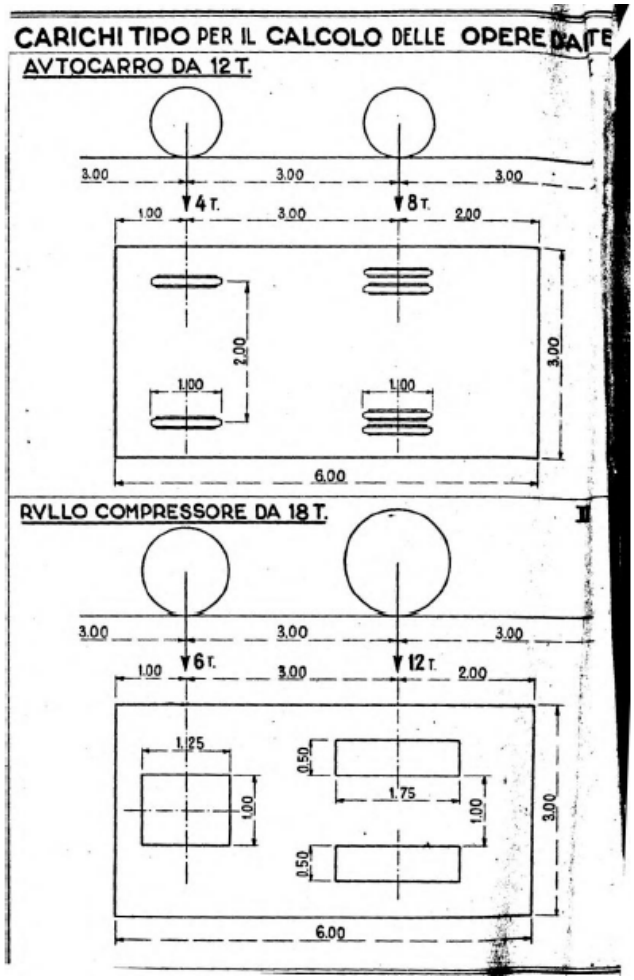


Figura 2.2. *Schemi di carico Circolare del 6 giugno del 1945.*

2.3. Circolare n. 384 del 14 febbraio 1962.

Dato che, nella normativa del 1945 erano stati diminuiti molto i carichi da traffico, e visto che si andava incontro ad una crescita industriale in cui i trasporti erano fondamentali, furono reintrodotti i carichi militari, riprendendo quelli della circolare ANAS del 1952. Quindi gli schemi di carico da adottare erano:

- Schema 1: colonna indefinita di autocarri da 12 t;
- Schema 2: rullo compressore isolato da 18 t;
- Schema 3: folla compatta in ragione di 400 kg/m^2;
- Schema 4: treno indefinito di carichi militari da 62.5 t;
- Schema 5: treno indefinito di carichi militari da 32 t;
- Schema 6: carico militare isolato da 74.5 t.

La larghezza d'ingombro era di 3.11 m per gli Schemi 1 e 2 e di 3.50 m per gli Schemi ,4,5 e 6. Le strade venivano divise in due categorie:

- Categoria I: strade destinate al transito di carichi civili e militari;
- Categoria II: strade destinate al transito di solo carichi civili.

Per le strade di Categoria I, lo schema di carico da adottare era composto dal più gravoso degli schemi 4,5 e 6 affiancato da una o più colonne di Schema 1 e folla compatta sui marciapiedi (Schema 3). Per le strade di Categoria II si considerava la più sfavorevole delle seguenti condizioni: una o più colonne di Schema 1 e folla compatta sui marciapiedi (schema 3); uno o più rulli affiancati (Schema 2) e folla compatta (Schema 3).

Per tener conto delle azioni dinamiche, per luci comprese tra 0 e 100 m, i carichi accidentali dovevano essere moltiplicate per il coefficiente:

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

Dove L è la distanza fra gli appoggi a terra.

Per L≥ 100 m si assumeva Φ=1.

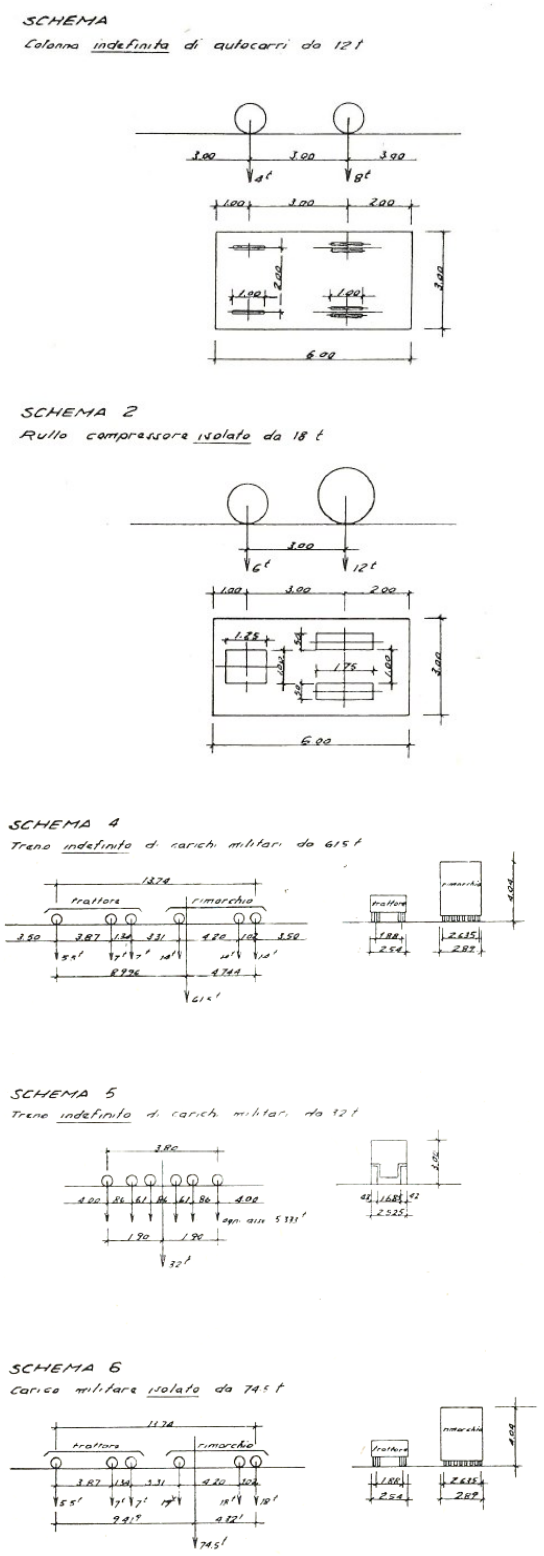


Figura 2.3. *Schemi di carico Circolare del 14 febbraio 1962.*

Questi schemi di carico venivano riportati in carichi distribuiti equivalenti in funzione della luce.

CARICHI RIPARTITI EQUIVALENTI

Luce m	Carichi flettenti p_1 in t/ml					Luce m	Carichi taglianti p_2 in t/ml				
	Carichi civili		Carichi militari				Carichi civili		Carichi militari		
	Schema 1	Schema 2	Schema 4	Schema 5	Schema 6		Schema 1	Schema 2	Schema 4	Schema 5	Schema 6
1	16,000	24,000	28,000	10,667	38,000	1	16,000	24,000	28,000	12,160	36,000
1,5	10,667	16,000	18,667	9,027	25,333	1,5	10,667	16,000	24,640	10,287	31,680
2	8,000	12,000	15,541	8,188	19,981	2	8,000	12,000	20,860	9,787	26,820
2,5	6,400	9,600	14,193	7,285	18,248	2,5	6,400	9,600	17,830	9,114	22,925
3	5,333	8.000	12,859	7,329	16,534	3	5,333	8,000	15,493	8,770	19,920
3,5	4,571	6,857	11,677	7,561	15,013	3,5	4,898	7,347	13,669	8,620	17,574
4	4,000	6,000	10,658	7,455	13,703	4	4,500	6,750	12,215	8,400	15,705
4,5	3,556	5,333	9,784	7,252	12,579	4,5	4,148	6.222	11,034	8,217	14,187
5	3,200	4,800	9,032	7,143	11.612	5	3,840	5,760	10,058	7,936	12,931
5,5	2,921	4,382	8.381	6,954	10.776	5,5	3,570	5,355	9,497	7,617	12,229
6	2,778	4,167	7,814	6,727	10,047	6	3,333	5,000	9,147	7,289	11,803
6,5	2,651	3,965	7,316	6,486	9,407	6,5	3,314	4,686	8,788	6,968	11,359
7	2,612	3,778	6,877	6,243	8,842	7	3,265	4,408	8,434	6,661	10,917
7,5	2,560	3,605	6,486	6,005	8,339	7,5	3,200	4,160	8,094	6,372	10,487
8	2,500	3,445	6,136	5,776	7,889	8	2,125	3,938	7,770	6,133	10,077
8,5	2,436	3,297	5,990	5,559	7,728	8,5	3,045	3,737	7,464	5,950	9,687
9	2,370	3,160	5,854	5,352	7,561	9	2,963	3,556	7,258	5,813	9,401
9,5	2,305	3,034	5,713	5,157	7,387	9,5	2,925	3,391	7,057	5,717	9,125
10	2,240	2,916	5,599	4,974	7,209	10	2,880	3,240	6,877	5,639	8,873
11	2,128	2,705	5,411	4,639	6,857	11	2,777	2,975	6,609	5,554	8,474
12	2,111	2,521	5,206	4,342	6,518	12	2,667	2,750	6,331	5.511	8,079
13	2,083	2,360	4,997	4,231	6,200	13	2,651	2,556	6,057	5,453	7,700
14	2,122	2,217	4.793	4,137	5,933	14	2,612	2,388	5,809	5,355	7,358
15	2,133	2,091	4,597	4,110	5,710	15	2,560	2,240	5,607	5,234	7,072
16	2,125	1,978	4,420	4,106	5,521	16	2,531	2,109	5,408	5,117	6,798
17	2,104	1,876	4,340	4,120	5,357	17	2,491	1,993	5,216	5,032	6.537
18	2,086	1,784	4,291	4,136	5,195	18	2,444	1,889	5,098	4.982	6,291
19	2,083	1,701	4,230	4,204	5,038	19	2,438	1,795	5,051	4,958	6,059
20	2,080	1,625	4,159	4,253	4,885	20	2,420	1,710	5,006	4,944	5,840
21	7,068	1,555	4,113	4,293	4,739	21	2,395	1,633	4,947	4,920	5,635
22	2,050	1,491	4,080	4.308	4,599	22	2,380	1,562	4,877	4,879	5,443

Segue CARICHI RIPARTITI EQUIVALENTI

Luce m	Carichi flettenti p_1 in t/ml					Luce m	Carichi taglianti p_2 in t/ml				
	Carichi civili		Carichi militari				Carichi civili		Carichi militari		
	Schema 1	Schema 2	Schema 4	Schema 5	Schema 6		Schema 1	Schema 2	Schema 4	Schema 5	Schema 6
23	2,028	1,432	4,000	4,304	4,475	23	2,359	1,497	4,829	4,827	5,261
24	2,028	1,378	3,936	4,286	4,363	24	2,333	1,438	4,795	4,778	5,091
25	2,022	1,327	3,870	4,257	4,255	25	2,330	1,382	4,750	4,742	4,930
26	2,036	1,280	3,818	4,220	4,151	26	2,320	1,331	4,702	4,720	4,778
27	2,041	1,236	3,790	4,177	4,051	27	2,305	1,284	4,664	4,709	4,635
28	2,041	1,196	3,766	4,145	3,954	28	2,296	1,240	4,634	4,702	4,500
29	2,036	1,157	3,737	4,118	3,860	29	2,283	1,199	4,600	4,688	4,372
30	2,031	1,121	3,703	4,106	3,771	30	2,267	1,160	4,559	4,665	4,251
31	2,031	1,088	3,666	4,104	3,685	31	2,264	1,124	4,515	4,635	4,137
32	2,031	1,056	3,626	4,105	3,602	32	2,258	1,090	4,477	4,608	4,028
33	2,028	1,026	3,584	4,110	3,522	33	2,248	1,058	4,436	4,591	3,924
34	2,021	0,997	3,567	4,125	3,446	34	2,242	1,028	4,391	4,578	3,825
35	2,012	0,971	3,567	4,137	3,327	35	2,233	0,999	4,357	4,571	3,732
36	2.012	0,945	3,583	4,157	3,302	36	2,222	0,972	4,340	4,568	3,642
37	2.010	0,921	3,612	4,169	3,233	37	2,221	0,947	4,330	4,558	3,557
38	2,017	0,898	3,634	4,174	3,168	38	2,216	0,922	4,314	4,543	3,475
39	2,020	0,876	3,648	4,173	3,105	39	2,209	0,899	4,294	4,523	3,397
40	2,020	0,856	3,657	4,167	3,044	40	2,205	0,878	4,276	4,508	3,323
45	2,015	0,765	3,673	4,107	2,771	45	2,181	0,782	4,212	4,475	2,993
50	2,010	0,691	3,658	4,116	2,541	50	2,163	0,706	4,135	4,429	2,722
55	2,010	0,631	3,646	4,138	2,345	55	2,147	0,643	4,079	4,400	2,496
60	2,004	0,580	3,621	4,107	2,177	60	2,133	0,590	4,041	4,380	2,304
70	2,005	0,500	3,570	4,124	1,903	70	2,116	0,507	3,962	4,337	1,997
80	2 005	0,439	3,602	4,104	1,689	80	2,101	0,444	3,923	4,306	1,762
90	2,003	0,391	3,597	4,107	1,518	90	2,089	0,396	3,878	4,286	1,576
100	2,003	0,353	3,577	4,112	1,379	100	2,079	0,356	3,849	4,268	1,426
120	2,001	0,295	3,583	4,107	1,164	120	2,061	0,289	3,799	4,239	1,197
140	2,002	0,253	3,570	4,103	1,007	140	2,051	0,255	3,765	4,220	1,031
160	2,001	0,222	3,577	4,104	0,887	160	2,043	0,224	3,741	4,205	0,906
180	2,000	0,198	3,572	4,106	0,793	180	2,037	0,199	3,722	4,190	0,808
200	2,001	0,178	3,571	4,086	0,717	200	2,033	0,179	3,707	4,179	0,729

N. B. — Per luci intermedie è ammessa l'interpolazione lineare.

Tabella 2.1. *Carichi equivalenti in funzione della luce.*

2.4. Decreto Ministeriale del 2 agosto 1980.

I ponti stradali venivano divisi in tre categorie:

- Categoria I: ponti progettati per il transito di tutti i carichi mobili;
- Categoria II: ponti progettati per il transito dei carichi q_{1B}, q_{1D}, q_{1E}, q_{1F};
- Categoria III: ponti progettati per il transito dei carichi q_{1E} e q_{1F} (passerelle pedonali).

I carichi mobili che dovevano essere presi in considerazione erano:

- q_{1A}) Colonna di carichi tipo A, costituito da un carico distribuito disposto lungo l'asse della corsia d'ingombro. È funzione della lunghezza di calcolo ed è espresso in t/m:

$$q_{1A} = 2.89 + \frac{52}{L} \quad per\ L \leq 40\ m;$$

$$q_{1A} = 4.35 - \frac{L}{250}\ per\ 40 \leq L \leq 400\ m;$$

$$q_{1A} = 2.75\ per\ L \geq 400\ m.$$

- q_{1B}) Colonna di carichi tipo B, costituito da un carico distribuito disposto lungo l'asse della corsia d'ingombro. È funzione della lunghezza di calcolo ed è espresso in t/m:

$$q_{1B} = 0.4 + \frac{27}{L}\ per\ L \leq 15\ m;$$

$$q_{1B} = 223 - \frac{L}{500}\ per\ 15 \leq L \leq 400\ m;$$

$$q_{1B} = 1.43 \;\; per \; L > 400 \; m;$$

- q_{1C}) Traino a tre assi di 55 t;
- q_{1D}) Autocarro a tre assi di 31 t;
- q_{1E}) Carico di 1 t con impronta di m^2 0.70 x 0,70;
- q_{1F}) Folla da 0.4 t/m^2.

Per i ponti di I categoria si dovevano considerare:

- una colonna di carichi q_{1A} ,una colonna di carichi q_{1B} e altre ulteriori colonne di carichi q_{1B} compatibili con la larghezza della carreggiata di intensità ridotta del 30% e carico q_{1F} sui marciapiedi.

Per i ponti di II categoria si dovevano considerare:

- due colonne di carichi q_{1B} altre ulteriori colonne di carichi q_{1B} compatibili con la larghezza della carreggiata, di intensità ridotta del 30% e carico q_{1F} sui marciapiedi.

Nel caso in cui forniscono condizioni di carico più gravoso si dovevano sostituire:

- alla colonna di carico q_{1A} il carico q_{1C} per i ponti di I categoria;
- ad una colonna di carico q_{1B} il carico q_{1D} per i ponti di Il categoria.

Per i ponti di III categoria si considerava il carico q_{1F} nelle disposizioni più gravose per le singole verifiche.

La larghezza convenzionale per ogni corsia di carico era di 3.50 m e in ogni caso il numero delle colonne non doveva essere inferiore a 2, a meno che la larghezza della sede stradale non era inferiore a 5 m.

Il coefficiente dinamico da applicare ai vari carichi mobili era:

$$\Phi = 1.4 - 0.002\left(\frac{g}{q} - 1\right)L$$

Dove g/q rappresentava il rapporto tra il carico permanente e il carico mobile di calcolo dell'elemento strutturale, L è la lunghezza delle stese di carico presa in esame per la singola verifica.

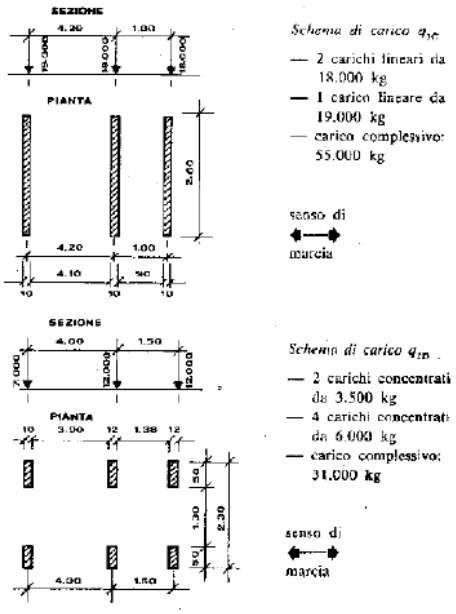


Figura 2.4. *Schemi di carico q_{1C} e q_{1D}.*

2.5. Decreto Ministeriale del 4 maggio 1990.

Sulla base dei carichi mobili ammessi al transito i ponti stradali si suddividevano nelle tre seguenti categorie:

- 1° categoria: ponti per il transito dei carichi mobili con il loro intero valore;
- 2° categoria: ponti per il transito dei carichi mobili con valori ridotti dei carichi q_{1a} e q_{1b};
- 3° categoria: ponti per il transito dei soli carichi q_{1d} e q_{1e}.

Dovevano essere presi in considerazione i seguenti carichi mobili:

- q_{1a}) mezzo convenzionale da 60 t a tre assi
- q_{1b}) carico ripartito pari a 3 t/m disposto, ai fini del calcolo delle strutture principali, lungo l'asse di una corsia d'ingombro;
- q_{1c}) carico isolato da 10 t con impronta quadrata di lato 0,3 m;
- q_{1d}) carico isolato da 1 t con impronta quadrata di lato 0,7 m;
- q_{1e}) carico della folla uniformemente ripartito in superficie pari a 0,4 t/m^2.

La larghezza di ingombro convenzionale era di 3.50 m e in ogni caso il numero di colonne non doveva essere inferiore a due a meno che l'impalcato era inferiore a 5.50 m.
Per i ponti di 1° categoria gli schemi di carico da adottare erano:

- una colonna di carico costituita da un solo mezzo q_{1a} e, al di fuori dell'ingombro di questo, da uno o più tratti di carico q_{1b}; una seconda colonna di carico analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente al 50% di q_{1a} e al 50% di q_{1b}; altre colonne di carico analoghe alle precedenti, ma con carichi pari rispettivamente al 35% di q_{1a} ed al 35% di q_{1b}; il carico q_{1e} sui marciapiedi.

Per i ponti di 2° categoria si consideravano:

- una colonna di carico analoga a quella prevista per i ponti di 1° categoria, ma con carichi pari rispettivamente al 75% di q_{1a} ed al 50% di q_{1b}; una seconda colonna di carico analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente al 50% di q_{1a} ed al 50% di q_{1b}; altre colonne di carico analoghe alle precedenti, ma con carichi pari rispettivamente al 35% di q_{1a} ed al 35% di q_{1b}; il carico q_{1e} sui marciapiedi.

  Per i ponti di 3° categoria si considera il carico q_{1e} nelle disposizioni più gravose per le singole verifiche.

L'entità dei carichi mobili doveva essere maggiorata per tener conto degli effetti dinamici.
Il coefficiente dinamico da applicare era:

$$\Phi = 1.4 - \frac{(L - 10)}{150}$$

con le limitazioni $\Phi = 1{,}4$ per $L \leq 10$ m, $\Phi = 1$ per $L \geq 70$ m
Per L si deve assumere:

- per le travi di una sola campata: la luce di calcolo;
- per le travi continue: la luce di calcolo della campata su cui è applicato il carico q_{1a};
- per le mensole: l'aggetto, aumentato della luce di calcolo della eventuale trave semplice sostenuta dalla mensola stessa;
- per gli elementi secondari l'impalcato la loro luce di calcolo.

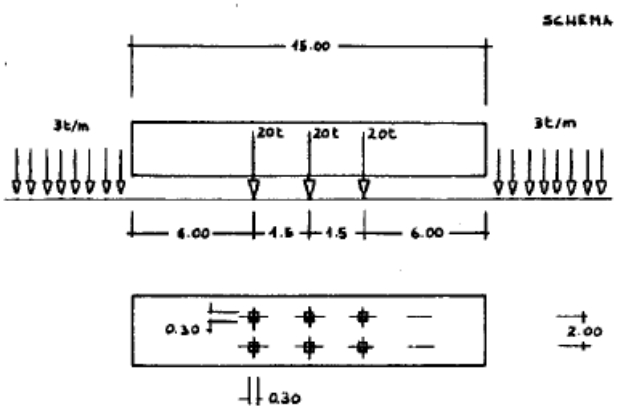


Figura 2.5. *Schema di carico D.M. 1990.*

2.6. Decreto Ministeriale del 14 settembre 2005.

I ponti stradali venivano classificati come segue:

- 1ª Categoria: ponti per il transito dei carichi mobili con il loro intero valore;
- 2ª Categoria: ponti per il transito dei carichi mobili ma con valori ridotti;
- 3ª Categoria: ponti per il transito dei soli carichi associati allo Schema 5.

Le azioni variabili del traffico erano definite tramite i seguenti schemi:

- ***Schema di Carico 1:*** costituito da carichi concentrati e da carichi uniformemente distribuiti. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali. Ai fini delle verifiche locali l'intensità dei carichi va ridotta al 90%.

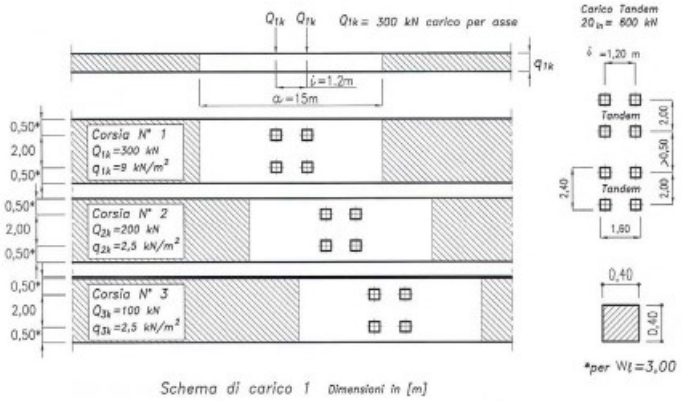


Figura 2.6. *Schemi di carico 1.*

- ***Schema di Carico 2:*** costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico. Questo schema va considerato autonomamente ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia significativo si considererà il peso di una singola ruota di 180 kN.

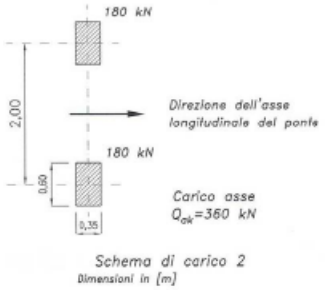


Figura 2.7. *Schemi di carico 2.*

- ***Schema di Carico 3:*** costituito da un carico isolato da 100 kN con impronta quadrata di lato 0.30m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.

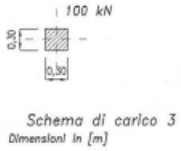


Figura 2.8. *Schemi di carico 3.*

- ***Schema di Carico 4:*** costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0.70m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.

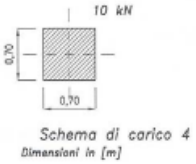


Figura 2.9. *Schemi di carico 4.*

- ***Schema di Carico 5:*** costituito dalla folla compatta, agente con intensità 4.0 kN/m^2.

Figura 2.10. *Schemi di carico 5.*

- ***Schemi di Carico 6.a, b:*** Per opere singole di luce maggiore a 300 m, ai fini della statica complessiva del ponte, si farà riferimento ai seguenti carichi $q_{6,a}$ e $q_{6,b}$:

$$q_{6,a} = 211.33 \cdot \left(\frac{1}{L}\right)^{0.3265} \quad ; \; q_{6,b} = 80.48 \cdot \left(\frac{1}{L}\right)^{0.3430}$$

Gli schemi di carico venivano disposti su corsie convenzionali.
Le larghezze delle corsie convenzionali sulla superficie carrabile ed il massimo numero di corsie possibile di tali corsie su di essa venivano forniti dalla normativa:

Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
w < 5.40 m	$n_l = 1$	3.00 m	(w-3.00) m
5.4 ≤ w < 6.0 m	$n_l = 2$	w/2	0
6.0 m ≤ w	n_l = Int(w/3)	3.00 m	w - (3.00 x n_l)

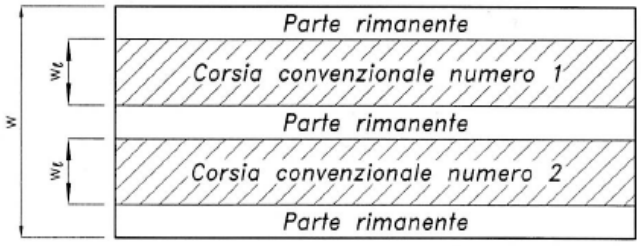


Figura 2.11. *Corsie convenzionali.*

Per i ponti di 1ª Categoria si dovevano considerare, le seguenti intensità dei carichi:

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m^2]
Corsia Numero 1	300	9.00
Corsia Numero 2	200	2.50
Corsia Numero 3	100	2.50
Altre corsie	0.00	2.50

Figura 2.12. *Intensità dei carichi per le diverse corsie.*

Per i ponti di 2ª Categoria si dovevano considerare sulla Corsia N.1 un Carico asse Q_{1k} = 225 kN ed un carico distribuito q_{ik} = 6.75 [kN/m^2]. Sulle altre corsie venivano applicati i carichi associati ai ponti di 1ª Categoria.
Per i ponti di 3ª Categoria si considerava il carico associato allo Schema 5 (folla compatta) applicato con la disposizione più gravosa per le singole verifiche.
Ai carichi mobili veniva applicato il seguente coefficiente dinamico:

- Φ=1.4 per L≤10 m;
- Φ=1.4-(L-10)/150 per 10≤L≤70 m;
- Φ= 1 per L≥70 m.

Dove per L si deve assumere:

- per le travi in semplice appoggio è la luce di calcolo;
- per le travi continue è la luce di calcolo della campata su cui è applicato il carico più gravoso;
- per i ponti con tratti di impalcato a mensola è la luce della mensola, aumentata della luce della eventuale trave in semplice appoggio sostenuta dalla mensola stessa;
- per gli elementi secondari d'impalcato, la loro luce di calcolo.

2.7. Norme Tecniche delle Costruzioni del 2008 e 2018.

Nelle NTC 2008 le categorie dei ponti stradali rimangono invariate rispetto al DM 14/05/2005, invece cambiavano gli schemi di carico, i quali tenevano in conto dei coefficienti dinamici.
I nuovi carichi erano:

- ***Schema di Carico 1:*** costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

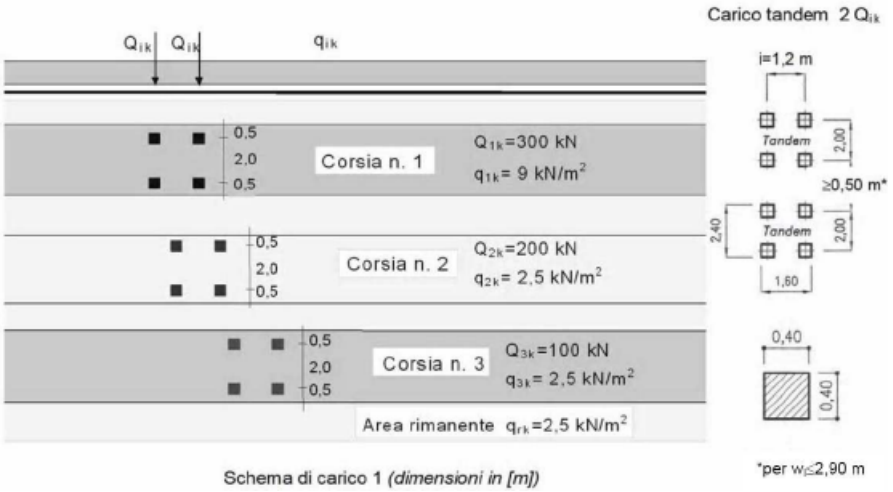


Figura 2.13. *Schemi di carico 1.*

- ***Schema di Carico 2:*** costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

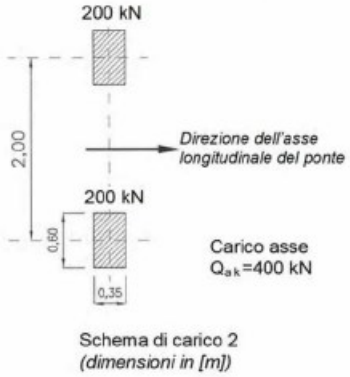


Figura 2.14. *Schemi di carico 2.*

- ***Schema di Carico 3:*** costituito da un carico isolato da 150kN con impronta quadrata di lato 0,40m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.

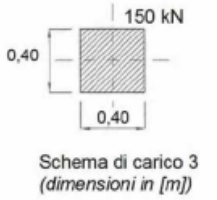


Figura 2.15. *Schemi di carico 3.*

- ***Schema di Carico 4:*** costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.

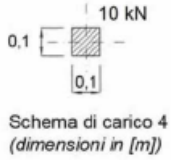


Figura 2.16. *Schemi di carico 4.*

- ***Schema di Carico 5:*** costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m^2. Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m^2. Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

Figura 2.17. *Schemi di carico 5.*

- ***Schemi di Carico 6.a, b, c:*** In assenza di studi specifici ed in alternativa al modello di carico principale, generalmente cautelativo, per opere di luce maggiore di 300 m, ai fini della statica complessiva del ponte, si può far riferimento ai seguenti carichi $q_{L,a}$, $q_{L,b}$ e $q_{L,c}$.

$$q_{l,a} = 128.95 \cdot \left(\frac{1}{L}\right)^{0.25} \; ; \; q_{l,b} = 88.71 \cdot \left(\frac{1}{L}\right)^{0.38} \; ; \; q_{l,c} = 77.12 \cdot \left(\frac{1}{L}\right)^{0.38}$$

Inoltre le corsie convenzionali venivano definite allo stesso modo del DM 2005.
Per i ponti di 1ª categoria si dovevano considerare i seguenti carichi:

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m^2]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Figura 2.18. *Intensità dei carichi per le diverse corsie.*

Per i ponti di 2ª Categoria si dovevano considerare sulla Corsia N.1 un Carico asse Q_{1k} = 240 kN ed un carico distribuito q_{ik} = 7,20 [kN/m^2]. Sulle altre corsie vanno applicati i carichi associati ai ponti di 1ª Categoria.
Per i ponti di 3ª Categoria si considerava il carico associato allo Schema 5 (folla compatta) applicato con la disposizione più gravosa per le singole verifiche.
La normativa del 2018, e attuale, riprende quasi integralmente le NTC 2008, vengono solamente eliminati i ponti di seconda categoria.

2.8. Confronto tra le normative.

I carichi mobili sono cambiati nel tempo tramite le diverse normative, tenendo conto anche dell'evoluzione dei veicoli e del traffico. Mentre nelle normative degli anni '30, '40 e '60 venivano riportati carichi che rappresentavano i veicoli esistenti, considerandoli solo come forze concentrate, dalla normativa del 1980 sono stati introdotti dei carichi distribuiti fittizi che simulavano i carichi mobili, poi sono stati considerati degli schemi di carico costituiti da carichi distribuiti affiancati a forze concentrate fino all'introduzione dei carichi tandem. Inoltre la larghezza d'ingombro degli schemi di carico da considerare cambiavano tra le diverse normative. Veniva considerata una larghezza di 3,00 m nelle normative del 1933, 1945, 2005, 2008 e 2018, mentre si considerava 3,50 m per le norme del 1980 e 1990, invece la Circolare del 1962 considerava diverse larghezze in base agli schemi di carico e precisamente 3,50 m per gli schemi militari e 3,11 m per gli altri. Il numero delle colonne di carico che devono essere disposte è il massimo compatibile con la larghezza della piattaforma stradale, per tutte le norme, tranne la Normale del 1933 che definiva gli schemi di carico da applicare solo per strade a due corsie.
Inoltre per tutte le normative, tranne per le NTC 2008 e NTC 2018, si dovevano considerare dei coefficienti dinamici da applicare ai carichi mobili. Essi venivano calcolati con formulazioni diverse per le varie norme. Mentre la Normale del 1933 considerava un aumento dei carichi del 25%, le altre norme fornivano delle formulazioni, che risulta essere la stessa per le norme del 1990 e 2005, in funzione della luce o della lunghezza della stesa di carico.

	Normale 8 del 15/09/1933	***Circolare 6018 del 09/06/1945***	***CM 14/02/1962 n.°384***	***DM 02/08/1980***	***DM 04/05/1990***	***DM 14/09/2005***	***DM 2008/2018***
Schemi di carico	1) colonna indefinita di autocarri da 12 t; 2) traino con veicoli dal peso di 40 t; 3) rullo compressore da 18 t. 4) Folla compatta 400 kg/m^2	1) colonna indefinita di autocarri da 12 t; 2) rullo compressore da 18 t. 4) Folla compatta 400 kg/m^2	1) colonna indefinita di autocarri da 12t; 2) rullo compressore isolato da 18t; 3) folla compatta in ragione di 400 kg/m^2; 4) treno indefinito di carichi militari da 61.5 t; 5) treno indefinito di carichi militari da 32 t; 6) carico militare isolato da 74.5 t;	q_{1A}) Viene determinato in funzione della lunghezza: q_{1A}= 2.59+52/L L≤40m q_{1A}= 4.35+L/250 40≤L≤400m q_{1A}=2.75 L>400m q_{1B}) Viene determinato in funzione della lunghezza: q_{1B}= 0.4+27/L L≤15m q_{1B}= 2.23+L/500 15≤L≤400m q_{1B}= 1.43 L>400m q_{1C})traino a tre assi da 55 t q_{1D})autocarro da tre assi da 31 t q_{1E})carico da 1 t su impronta di 0.7 x 0.7 m^2 q_{1f})folla da 0.4 t/ m^2	q_{1A}) mezzo convenzionale da 60 t; q_{1B}) carico ripartito pari a 3t/m; q_{1C}) carico isolato da 10 t su impronta quadrata di lato 0.3 m; q_{1D}) carico isolato da 1 t su impronta quadrata di lato 0.7 m; q_{1E}) carico della folla uniformemente ripartito pari a 0.4 t/m^2;	1) E' costituito da carichi concentrati e distribuiti e viene utilizzato per verifiche locali e globali; 2) Costituito da un singolo asse e utilizzato per verifiche locali; 3) Carico isolato da 100 kN con impronta quadrata da 0.30 m; 4) Carico isolato da 10 kN con impronta quadrata da 0.70 m; 5) Folla compatta di 4 kN/m^2; 6) Per opere singole di luce maggiore di 300m.	1) E' costituito da carichi concentrati su due assi tandem e distribuiti e viene utilizzato per verifiche locali e globali; 2) Costituito da un singolo asse su impronta di 0.6 x 0.35 m; 3) Carico isolato da 150 kN con impronta quadrata da 0.40 m; 4) Carico isolato da 10 kN con impronta quadrata da 0.10 m; 5) Folla compatta con intensità nominale di 5 kN/m^2, il valore di combinazione è 2.5 kN/m^2 6) Per opere singole di luce maggiore di 300m.

	Normale 8 del 15/09/1933		***Circolare 6018 del 09/06/1945***		***CM 14/02/1962 n.°384***		***DM 02/08/1980***		***DM 04/05/1990***		***DM 14/09/2005***				***DM 2008/2018***		
Larghezza di ingombro	3.00 m		3.00 m		Per schemi 1 e 2 è di 3.11m e gli schemi 4, 5 e 6 è di 3.5 m		3.50 m		3.50 m		3.00 m				3.00 m		
Schemi di carico da adottare	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2	1° Categoria	2° Categoria	1° Categoria	2° Categoria	1° Categoria	2°Categoria	1° Categoria			2° Categoria	1° Categoria per NTC2008		
	Peggiore delle tre: -due colonne indefinite di schema 1 e folla sui marciapiedi -una colonna schema 1 affiancata da schema 2 più folla. - folla estesa sulla larghezza	Peggiore delle due: -due colonne indefinite di schema 1 e folla sui marciapiedi -una colonna schema 1 affiancata da due rulli compressori più folla sull'area non occupata dai rulli.	-due o più treni dello schema 1 più folla compatta sui marciapiedi; -due rulli affiancati (Schema 2) più folla sui marciapiedi.	-	Il più gravoso tra gli schemi 4, 5 e 6 e più colonne di schema 1 e folla compatta schema 3 sui marciapiedi.	La più sfavorevole tra: - una o più colonne di Schema 1 più Schema 3 sui marciapiedi; - uno o più Schemi 2 affiancati da Schema 3 sui marciapiedi.	-una colonna di carico q1A; -una colonna di carico q1B; -altre colonne q1B con valore ridotto del 30%; -carico q1F sui marciapiedi.	- due colonne di carico q1B; -altre colonne q1B con valore ridotto del 30%; -carico q1F sui marciapiedi.	- un carico q1A e uno o più tratti di carico q1B, una sola colonna analoga alla precedente con carichi ridotti al 50% e altre colonne con carichi analoghi pari al 35% e q1E sui marciapiedi.	- colonna di carico pari ai ponti di 1° categoria ma con carichi pari al 75% q1A e 50% q1B, seconda colonna analoga ma con carichi pari al 50%, altre colonne analoghe con carichi pari al 35% e sui marciapiedi q1E.	Posizione	Carico asse Q_{1k} (kN)	q_{1k} (kN/m^2)	- Sulla corsia N°1 un carico in asse di 225 kN e un carico distribuito di 6.75 kN/m^2. Sulle altre corsie si adottano i carichi della 1° categoria.	Posizione	Carico asse Q_{1k} (kN)	q_{1k} (kN/m^2)
											Corsia 1	300	9.00		Corsia 1	300	9.00
											Corsia 2	200	2.50		Corsia 2	200	2.50
											Corsia 3	100	2.50		Corsia 3	100	2.50
					Questi carichi vengono trasformati in carichi uniformi tramite metodo tabellare						Altre	0	2.50		Altre	0	2.50
Coeff. Dinamico	Si aumentano i carichi del 25%		1+16/(L+40)		$1+(100-l)^2/(100*(250-L))$		1,4-0.002*(g/q+1)*L		1,4-(L-10)/150		1,4-(L-10)/150				1.00		

Tabella 2.2. *Differenze tra le normative italiane sui ponti.*

3. Studio degli effetti dei carichi mobili definiti dalle diverse normative.

Per poter confrontare gli effetti dei carichi mobili che sono stati utilizzati nella progettazione dei ponti in tutto il '900, è stato condotto uno studio in cui è stata definita la differenza tra le sollecitazioni delle varie normative con quella attuale. Sono stati esaminati due casi: caso di singola corsia e caso di impalcato di 12.00 m. Oltre a questo, sono stati valutati i carichi definiti dalle nuove Linee Guida che vengono applicati nella condizione di Transitabilità 2, e quindi paragonate le loro sollecitazioni con quelle di tutte le norme italiane sui ponti.
Questo è stato fatto per tre schemi statici: trave semplicemente appoggiata, trave continua e trave Gerber. Sono stati considerati i ponti di Categoria I o Tipo 1° e quindi sono stati applicati gli schemi di carico definiti da ciascuna norma per questa categoria di ponte. Ai carichi mobili sono stati applicati i coefficienti amplificativi, che tengono conto degli effetti dinamici, che sono definiti dalle varie normative descritte precedentemente. In particolar modo riguardo la normativa del 1980 è stato ipotizzato un valore approssimativo del rapporto tra i carichi permanenti e mobili pari a due. Inoltre non sono stati considerati i coefficienti parziali di sicurezza dato che le varie normative hanno diversi approcci. Le sollecitazioni sono state calcolate tramite il programma Sap2000, dove sono stati inseriti i carichi delle varie normative e fatti viaggiare sui diversi schemi statici considerati.

3.1. Trave appoggiata.

3.1.1. Confronto tra gli schemi di carico applicati alla singola corsia di carico.

È stato effettuato un confronto tra gli schemi di carico che forniscono le maggiori sollecitazioni, delle normative italiane precedentemente descritte, applicati alla singola corsia di carico. Lo schema statico considerato è di trave semplicemente appoggiata e sono state considerate quattro luci: 10, 20, 30 e 40 metri.
Di seguito vengono riportati i coefficienti dinamici applicati.

Tabella 3.1. *Coefficienti dinamici per ciascuna normativa e configurazione geometrica del ponte.*

<table>
<tr><th rowspan="2">Luce (m)</th><th colspan="7">Φ</th></tr>
<tr><th>Nor.1933</th><th>Cir.1945</th><th>Cir.1962</th><th>DM 1980</th><th>DM 1990</th><th>DM 2005</th><th>DM 2008/2018</th></tr>
<tr><td>10</td><td rowspan="4">1.25</td><td>1.32</td><td>1.34</td><td>1.34</td><td>1.40</td><td>1.40</td><td rowspan="4">1.00</td></tr>
<tr><td>20</td><td>1.27</td><td>1.28</td><td>1.28</td><td>1.33</td><td>1.33</td></tr>
<tr><td>30</td><td>1.23</td><td>1.22</td><td>1.22</td><td>1.27</td><td>1.27</td></tr>
<tr><td>40</td><td>1.20</td><td>1.17</td><td>1.16</td><td>1.20</td><td>1.20</td></tr>
</table>

Il confronto è stato effettuato tramite i momenti massimi in mezzeria e i tagli massimi alle estremità delle travi. I risultati ottenuti sono:

Momento massimo in campata

Tabella 3.2. *Momenti ottenuti per ciascuna normativa.*

Luce (m)	*Nor.1933*	*Cir.1945*	*Cir.1962*	*DM1980*	*DM1990*	*DM2005*	*DM2008/2018*
	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)
10	864.19	465.90	1170.30	1328.75	1647.48	1848.00	1657.50
20	3172.37	1270.25	3043.22	3446.00	3652.98	3869.28	4170.00
30	5980.66	2749.68	5527.99	6217.88	6265.25	6440.03	7357.50
40	8799.99	4753.74	9668.06	9532.00	9465.57	9521.08	11220.00

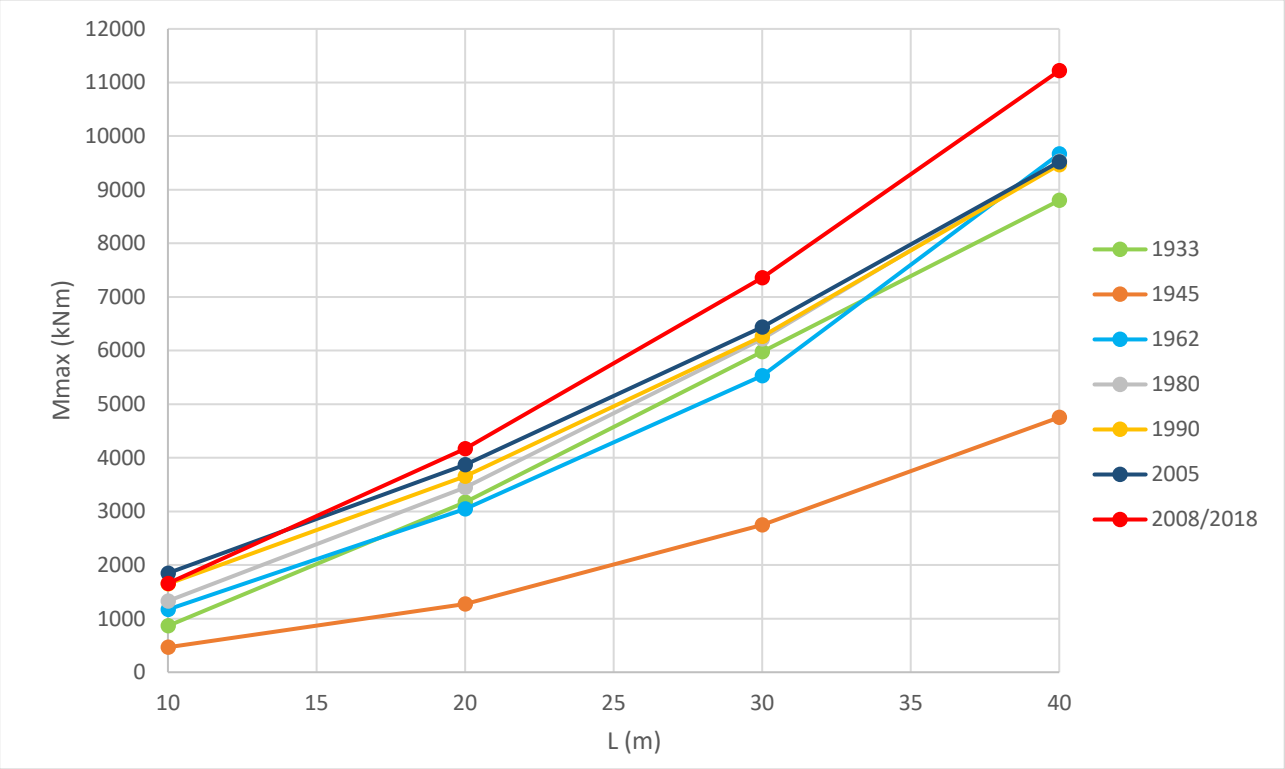


Grafico 3.1. *Rappresentazione dei risultati dei momenti.*

Come si può notare dal grafico c'è una riduzione elevata delle sollecitazioni dai carichi derivanti dalla norma del 1945 rispetto a quelle derivanti dalla normativa del 1933, perché nel 1945 erano stati eliminati i carichi militari, poi i momenti tornano ad avere valori come quelli del 1933 perché sono stati reintrodotti i carichi militari.
Inoltre si evince che le sollecitazioni dei carichi derivanti dalla normativa attuale risultano sempre maggiori delle altre, tranne nella trave di luce 10 m, mentre i momenti ottenuti dai carichi mobili delle normative del 2005, 1990, 1980, 1962 hanno dei valori simili soprattutto all'aumentare della luce.

Taglio massimo in appoggio

Tabella 3.3. *Tagli ottenuti per ciascuna normativa.*

Luce (m)	*Nor.1933*	*Circ.1945*	*Circ.1962*	*DM1980*	*DM1990*	*DM2005*	*DM2008/2018*
	V_{max} (kN)	V_{max} (kN)	V_{max} (kN)	V_{max} (kN)	V_{max} (kN)	V_{max} (kN)	V_{max} (kN)
10	420.45	209.69	582.97	569.23	702.24	796.42	699.00
20	711.33	291.41	733.07	689.20	844.36	901.19	852.00
30	850.13	410.04	836.53	829.05	981.96	1018.18	993.00
40	919.53	518.91	1049.75	953.20	1103.64	1121.33	1131.00

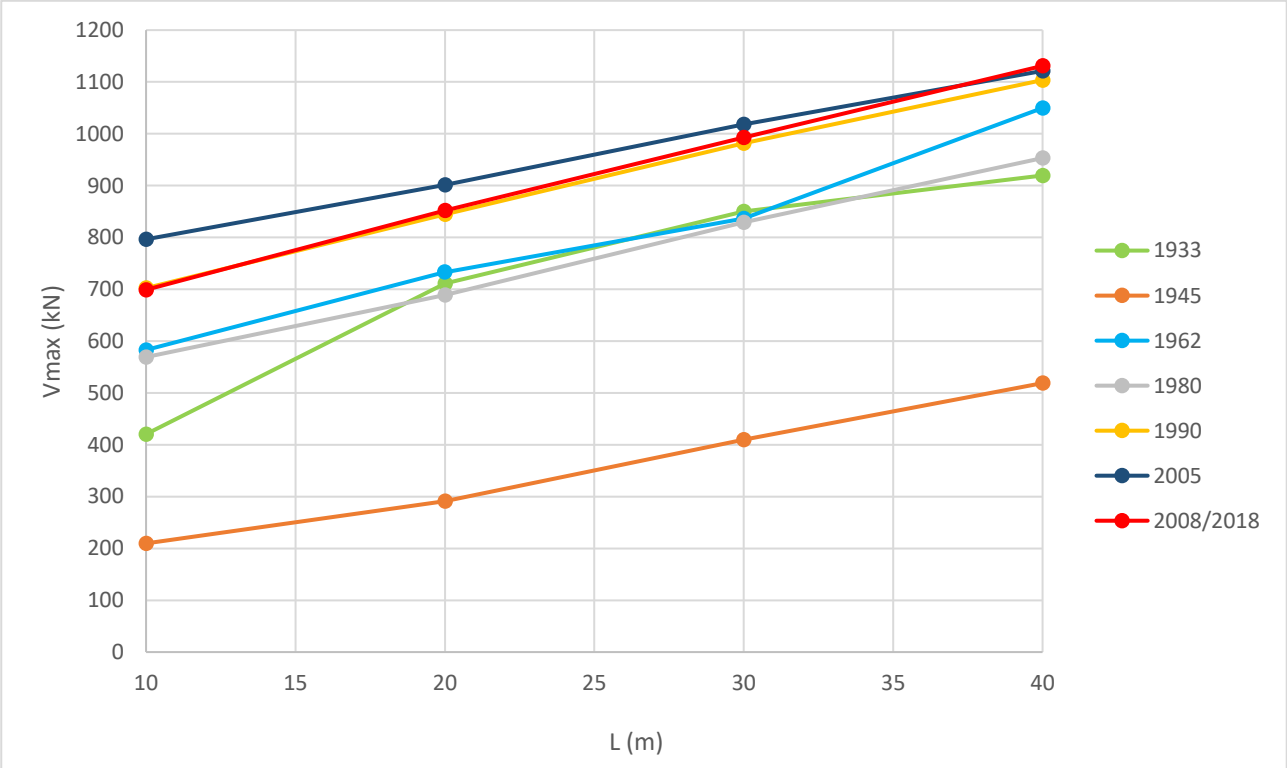


Grafico 3.2. *Rappresentazione dei risultati dei tagli.*

Anche per i tagli, si è ottenuto un notevole incremento delle sollecitazioni, dai carichi derivanti dalla normativa del 1962 rispetto a quelli del 1945.
Inoltre i tagli risultanti dalla normativa attuale sono inferiori a quelli derivanti dai carichi delle NTC del 2005 per le travi di 10, 20 e 30 m, e per la trave di 10 m anche i tagli ricavati dai carichi della norma del 1990 risultano leggermente superiori. Solamente sulla trave da 40 m i tagli delle NTC 2018 sono maggiori di tutte le altre.

3.1.2. Confronto tra le forme dei diagrammi

Prendendo in considerazione gli schemi statici e le sollecitazioni precedentemente determinati, si è proceduto alla normalizzazione delle sollecitazioni rispetto alla sollecitazione massima derivante dalla normativa attuale. In questo modo è stato possibile effettuare un confronto tra le forme dei diagrammi delle sollecitazioni in modo da verificare e raffrontare, in ogni punto della trave, se le sollecitazioni derivanti dai vari carichi siano maggiori o minori rispetto a quelle derivanti dalla normativa attuale. Inoltre sono state calcolate anche le variazioni percentuali delle sollecitazioni

riportando solo quelle delle normative dagli anni ’80 in poi, e per il taglio sono state calcolate considerando i valori massimi assoluti.

- **Trave di 10 m**

Momento

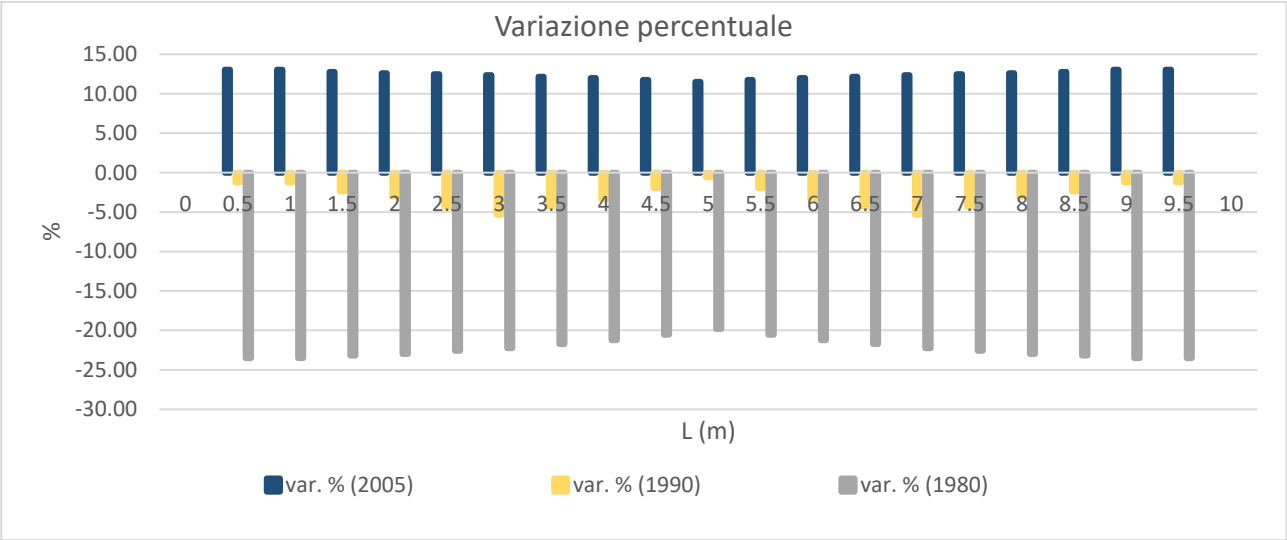


Grafico 3.3. *Variazione percentuale dei momenti delle norme del 1980, 1990 e 2005.*

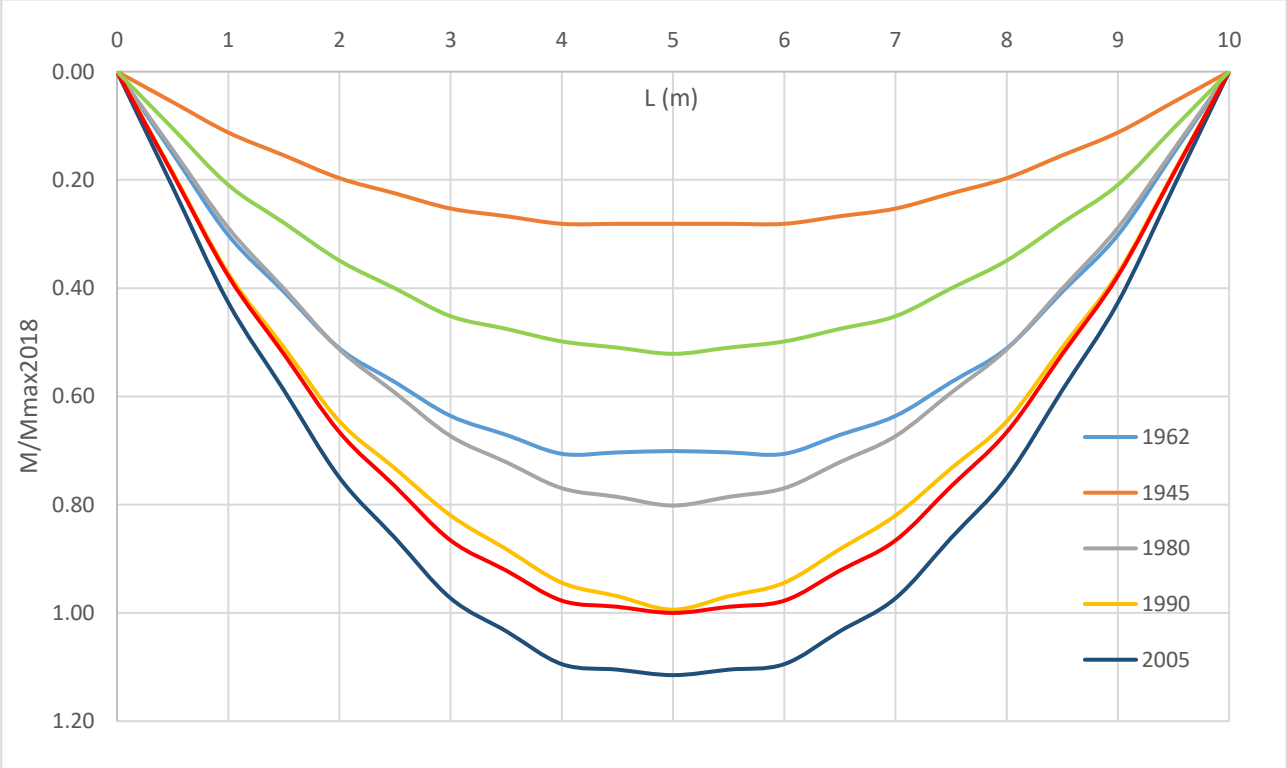


Grafico 3.4. *Diagrammi dei momenti normalizzati rispetto al momento massimo delle NTC 2018.*

Come si nota dai grafici per la trave di 10 metri, il diagramma del momento derivante dai carichi mobili della normativa del 2005 risulta sempre il più grande, mentre i momenti dati dalla norma del 1990 hanno dei valori simili a quelli della norma attuale nella mezzeria e vicino agli appoggi. La normativa del 1980 fornisce momenti più piccoli ed inoltre si può notare che in tutti e tre i diagrammi la variazione percentuale diminuisce in mezzeria. Si nota anche un salto tra la normativa del 1933 e

del 1945, mentre i momenti della Circolare del 1962 sono più piccoli rispetto a quelli del 1980 in mezzeria.

Taglio

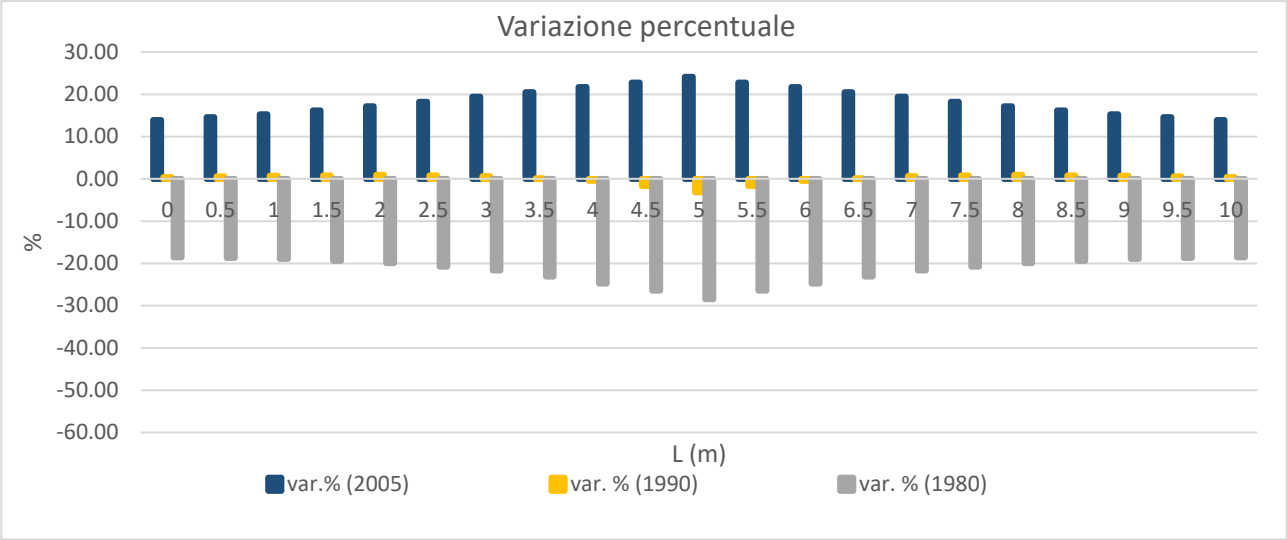


Grafico 3.5. *Variazione percentuale dei tagli delle norme del 1980, 1990 e 2005.*

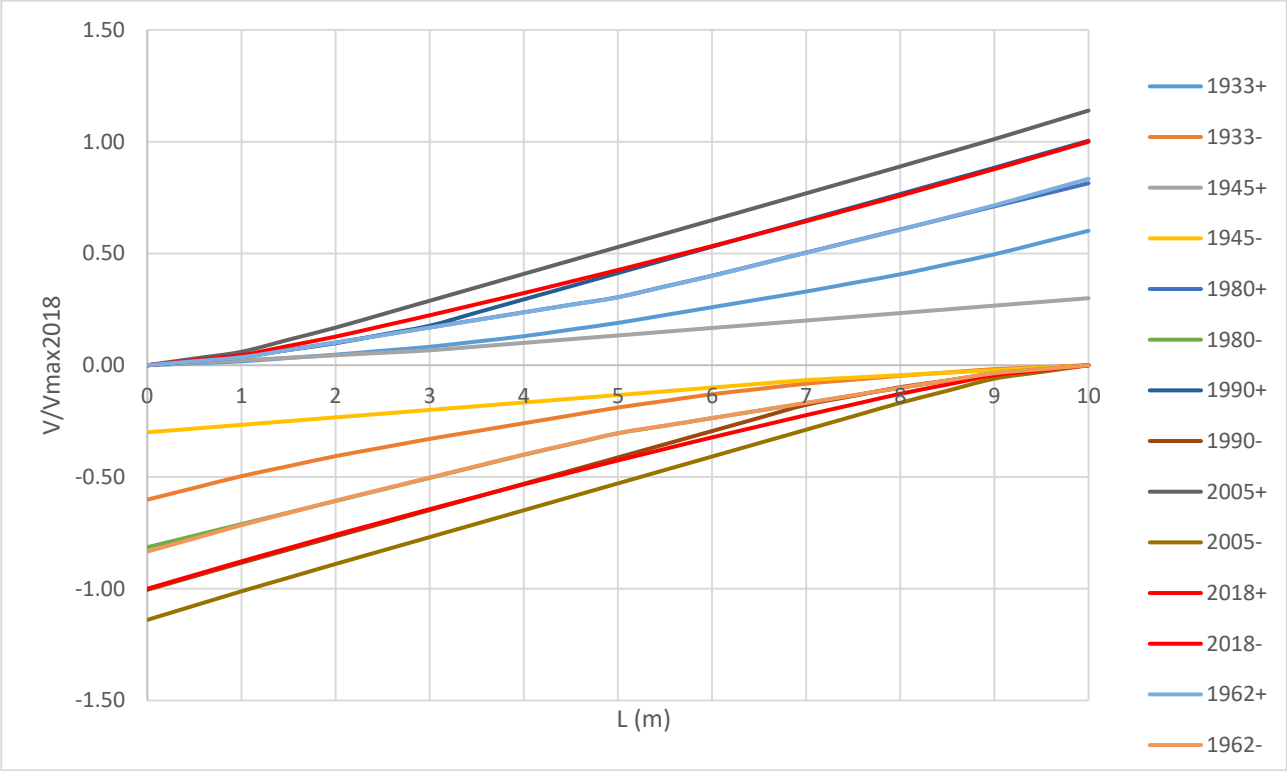


Grafico 3.6. *Diagrammi dei tagli normalizzati rispetto al taglio massimo delle NTC 2018.*

Per il taglio si nota che quello derivante dai carichi mobili della normativa del 2005 è in ogni punto superiore rispetto a quello delle NTC 2018, mentre i tagli della norma del 1990 risultano molto simili a quelli attuali con variazioni percentuali molto piccole. Per la normativa del 1980 si ottengono tagli inferiori del 20% in appoggio fini a raggiungere il 30% in mezzeria. La variazione percentuale per tutte e tre le norme è più piccola agli appoggi rispetto alla mezzeria. I tagli più piccoli in appoggio vengono ottenuti tramite la norma del 1945.

- **Trave di 20 m.**

Momento

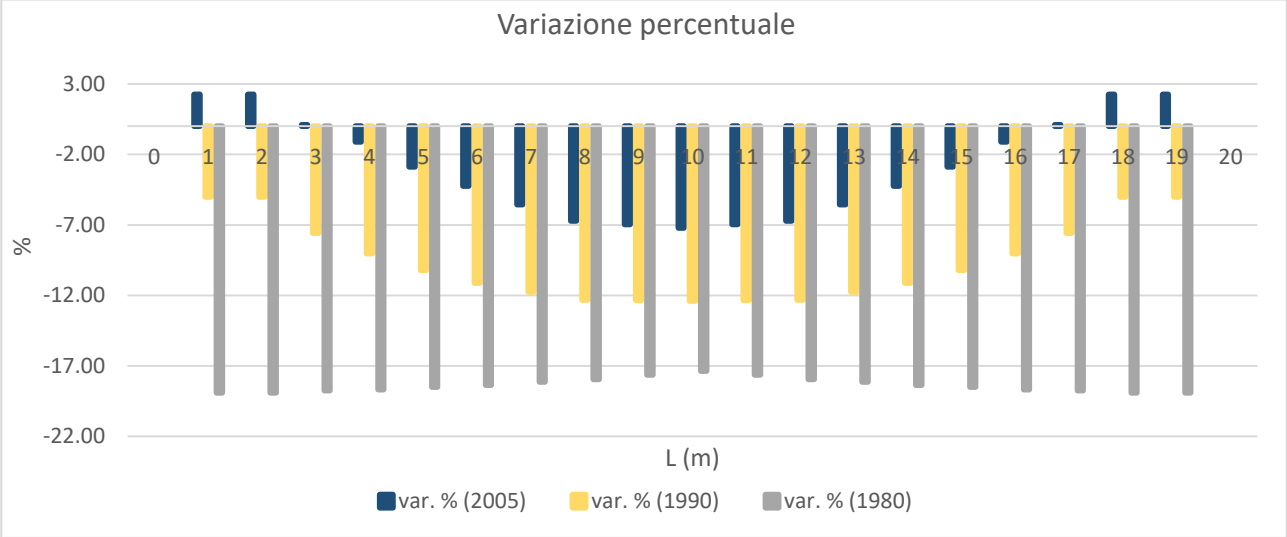


Grafico 3.7. *Variazione percentuale dei momenti delle norme del 1980, 1990 e 2005.*

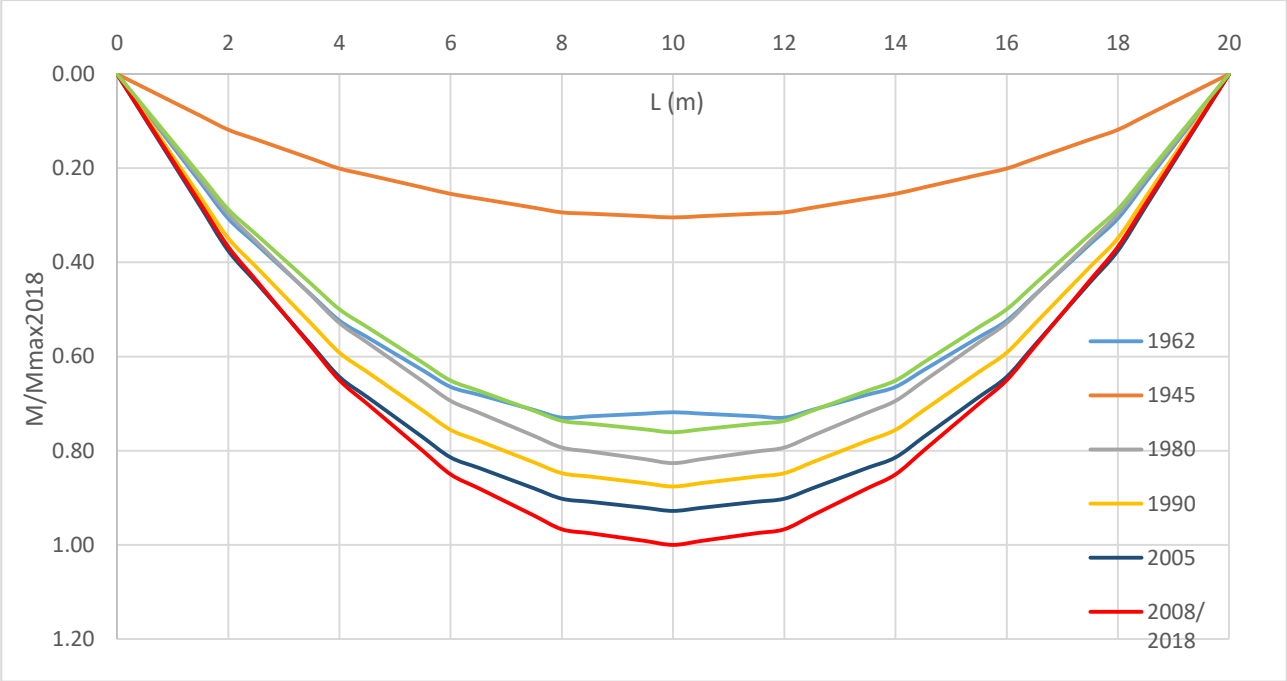


Grafico 3.8. *Diagrammi dei momenti normalizzati rispetto al momento massimo delle NTC 2018.*

I risultati ottenuti mostrano che i momenti ricavati dalla normativa del 2005 risultano superiori solamente nei primi e ultimi 3.50 m della trave rispetto alla norma attuale, mentre in mezzeria risultano inferiori di circa un 10%. Come si nota dal grafico, le variazioni percentuali, riguardo le norme del 2005 e 1990, sono maggiori in mezzeria rispetto ai tratti vicino all'appoggio, mentre per la norma del 1980 accade il contrario. Inoltre si nota che i momenti dovuti dai carichi mobili della Normale del 1933 hanno un andamento molto simile a quello del 1962, e si ha una grande differenza rispetto a quelli della normativa del 1945.

Taglio

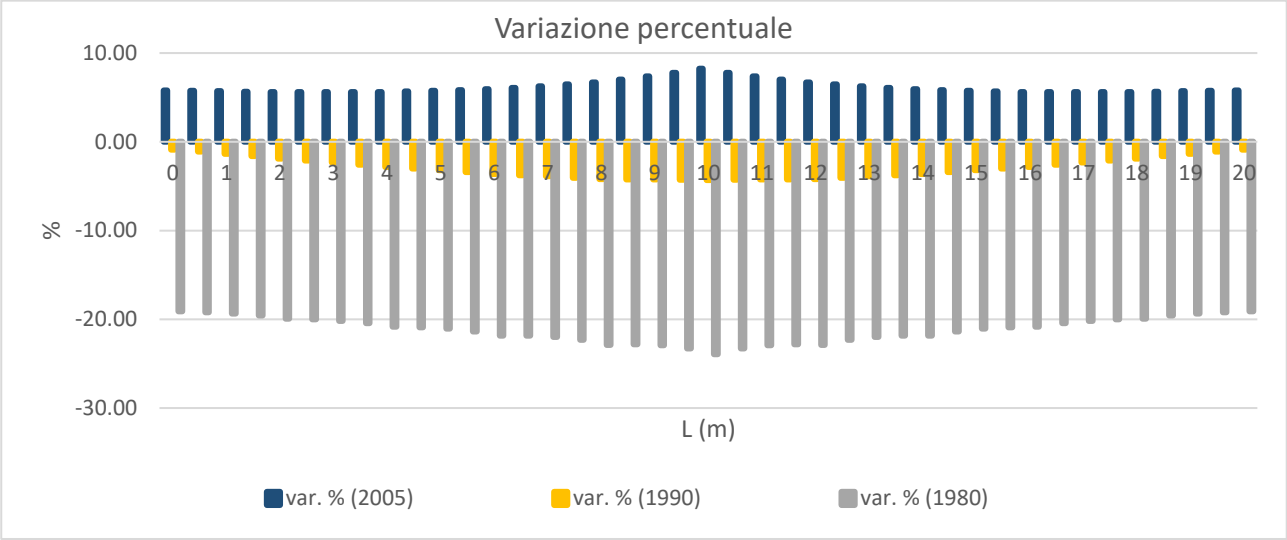


Grafico 3.9. *Variazione percentuale dei tagli delle norme del 1980, 1990 e 2005.*

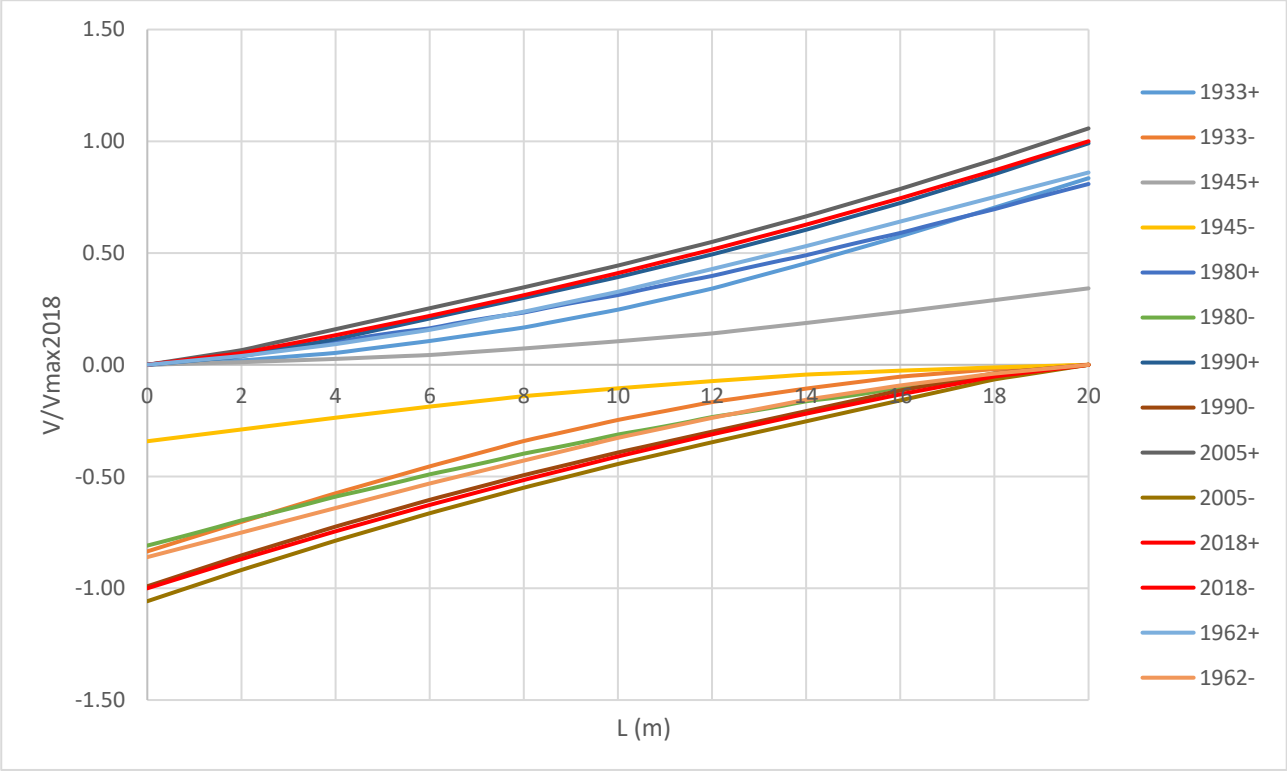


Grafico 3.10. *Diagrammi dei tagli normalizzati rispetto al taglio massimo delle NTC 2018.*

Anche nella trave di 20 metri il taglio maggiore risulta quello definito tramite la normativa del 2005, mentre quelli derivanti dalla normativa del 1990 risultano inferiori per valori non superiori del 5%. Per la normativa del 1980 si ottengono tagli più piccoli del 20% in appoggio, fino a raggiungere il 25% in mezzeria.

- **Trave di 30 m.**

Momento

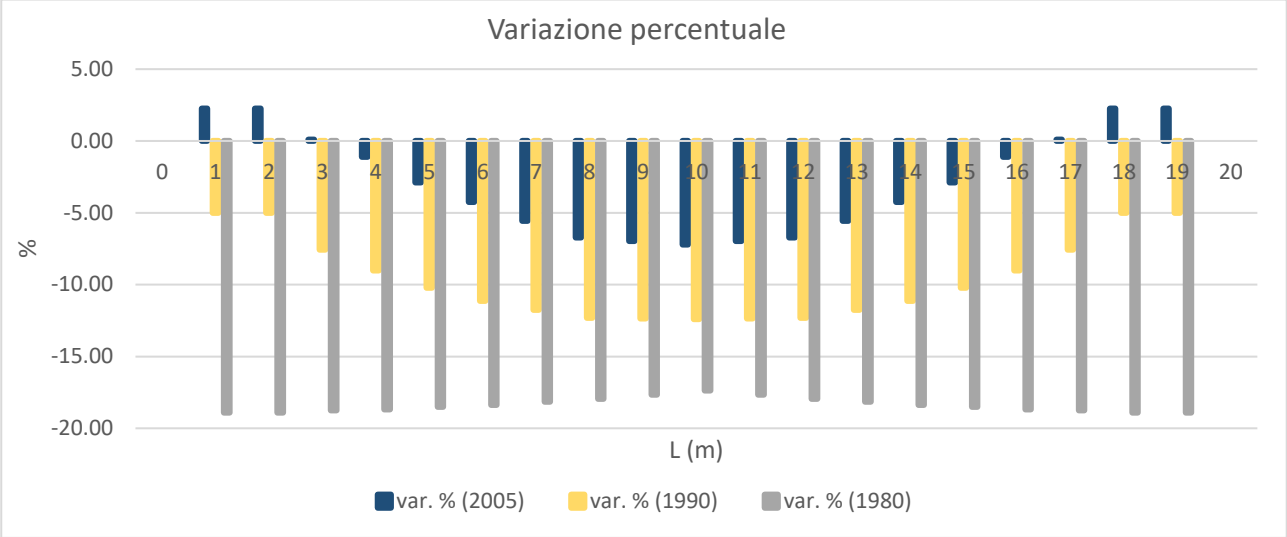


Grafico 3.11. *Variazione percentuale dei momenti delle norme del 1980, 1990 e 2005.*

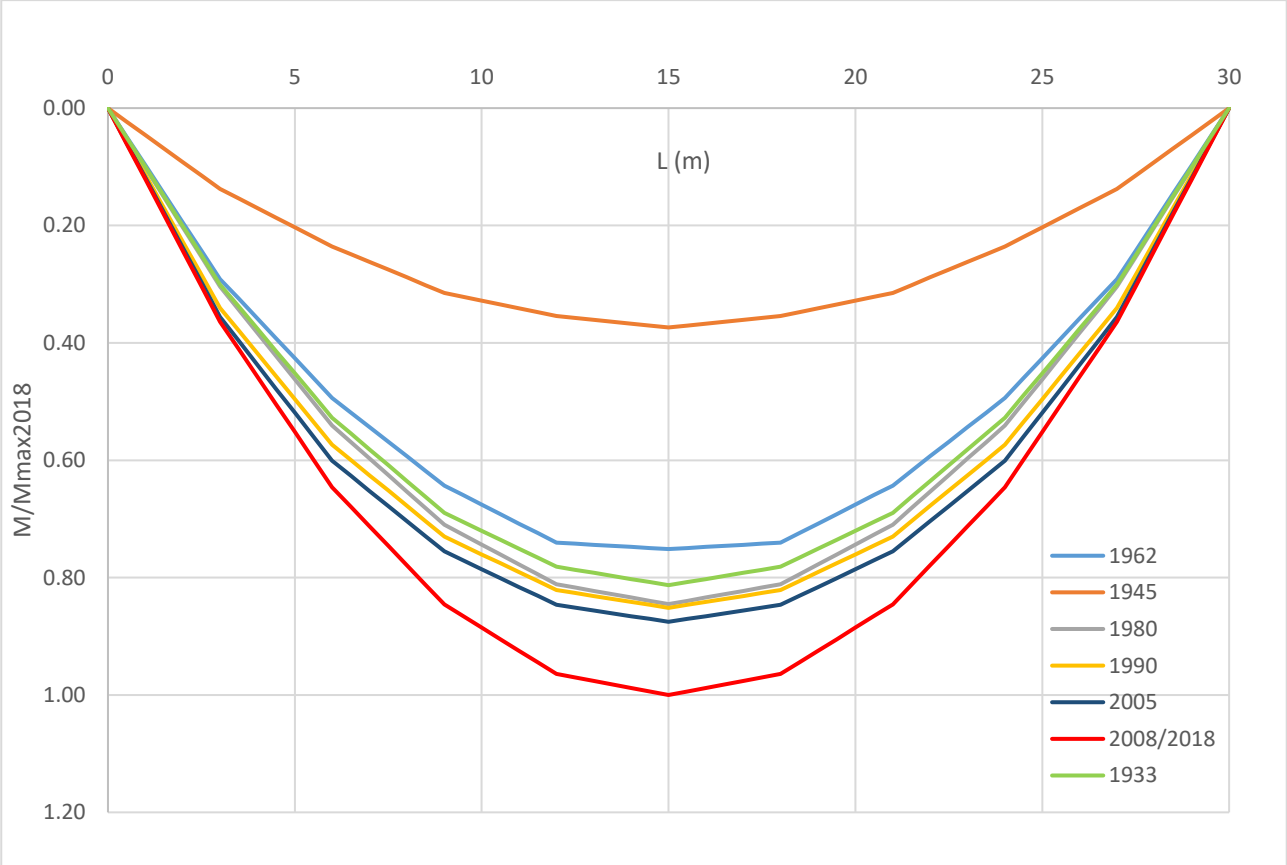


Grafico 3.12. *Diagrammi dei momenti normalizzati rispetto al momento massimo delle NTC 2018.*

Nella trave di 30 m i momenti determinati dalla norma attuale sono i più grandi. I momenti delle normative del 2005, 1990 e 1980 sono inferiori dal 10 al 15 % in mezzeria rispetto alle NTC 2018. Inoltre si nota un andamento abbastanza simile dei momenti ottenuti con la norma del 1933 e del 1980, tranne in mezzeria dove i momenti del 1933 sono più piccoli.

Taglio

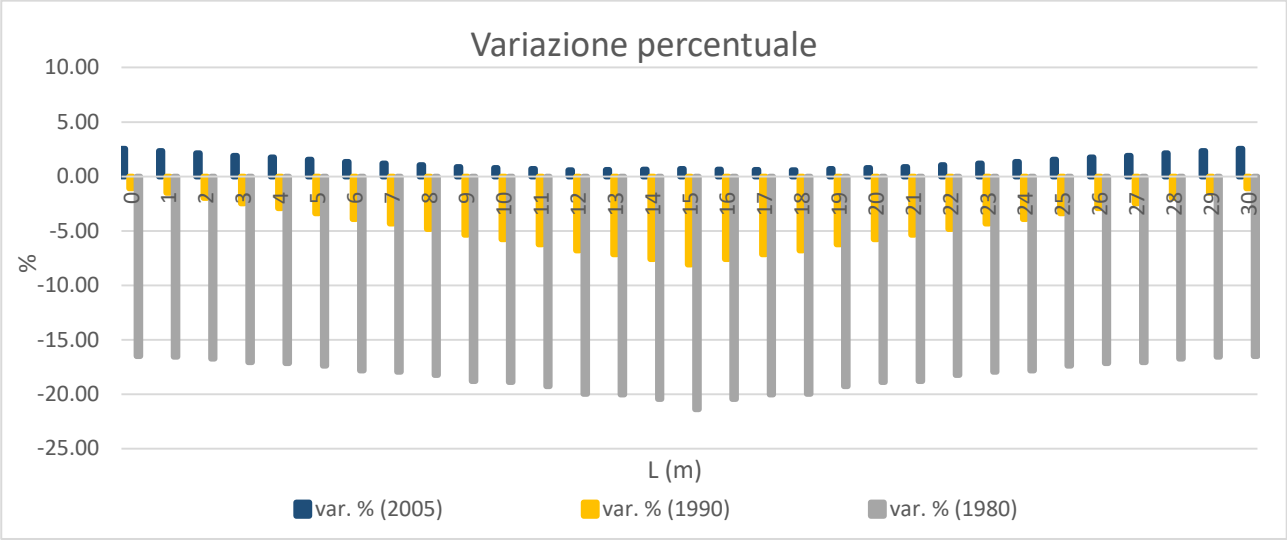


Grafico 3.13. *Variazione percentuale dei tagli delle norme del 1980, 1990 e 2005.*

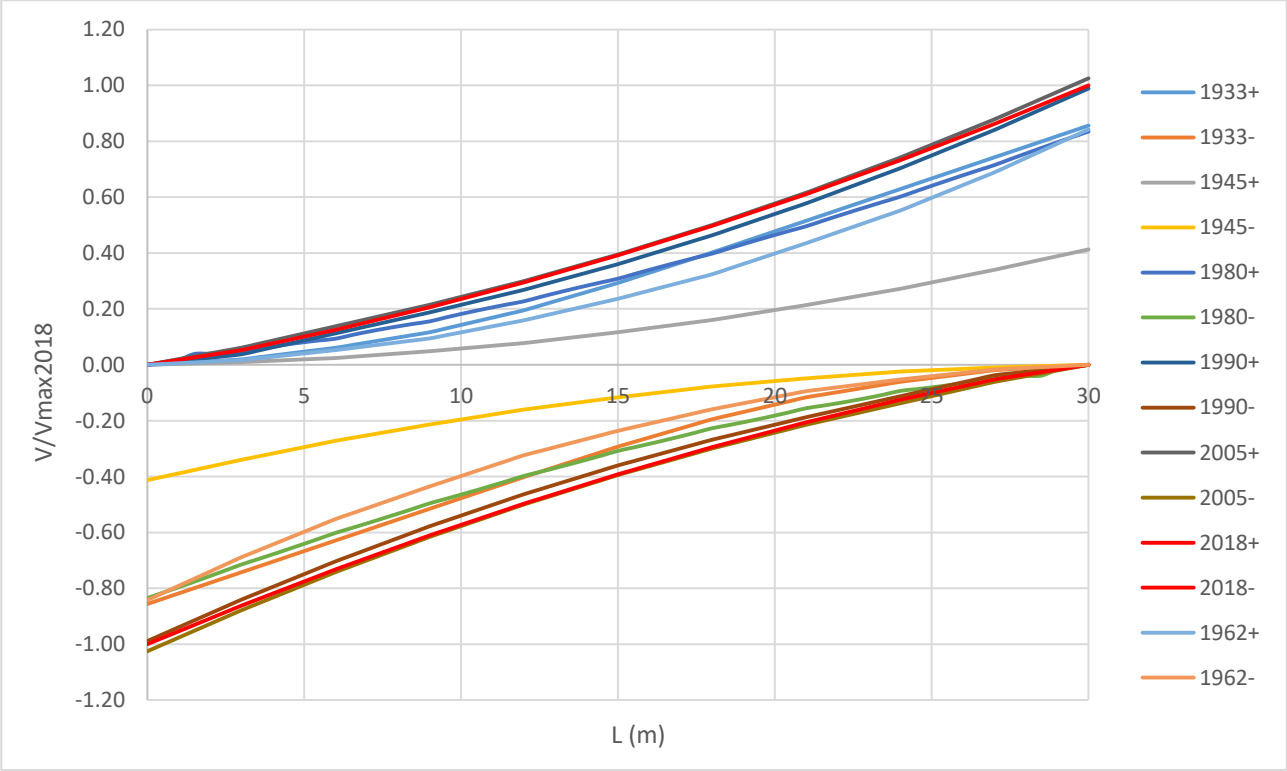


Grafico 3.14. *Diagrammi dei tagli normalizzati rispetto al taglio massimo delle NTC 2018.*

Il taglio ricavato dalla norma del 2005 risulta leggermente superiore a quello della normativa del 2018 con variazioni non superiori del 2%, mentre quello ottenuto dai carichi della norma del 1990 risulta leggermente inferiore di un massimo del 10% in mezzeria, invece vicino agli appoggi non più del 3%. Per la norma del 1980 si passa da una differenza del 15% in appoggio fino a raggiungere il 20% in mezzeria.

- **Trave 40 m.**

Momento

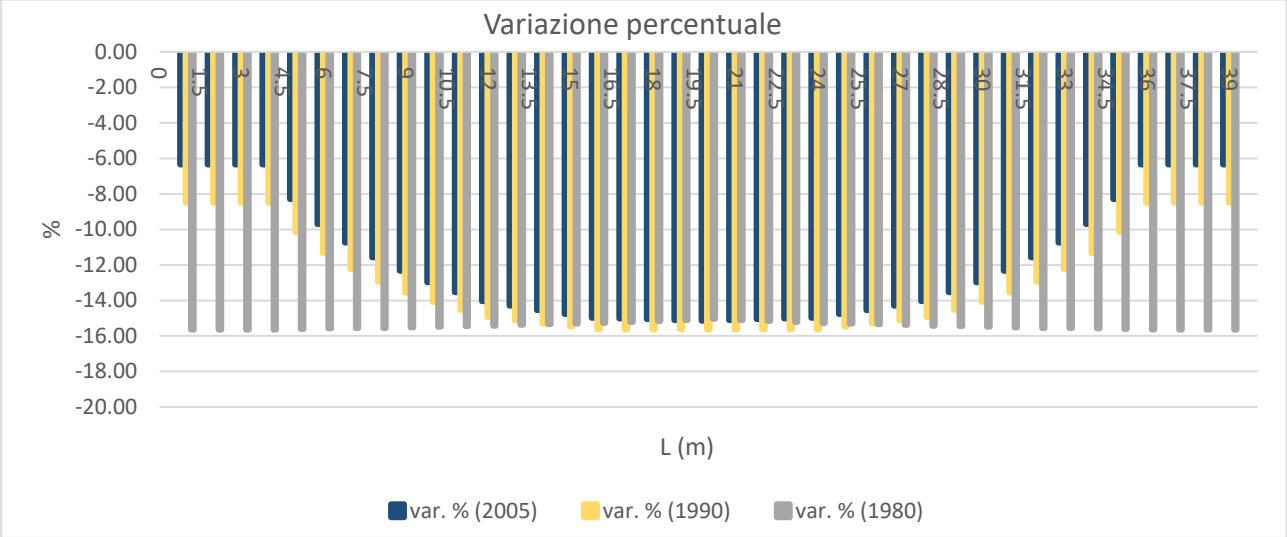


Grafico 3.15. *Variazione percentuale dei momenti delle norme del 1980, 1990 e 2005.*

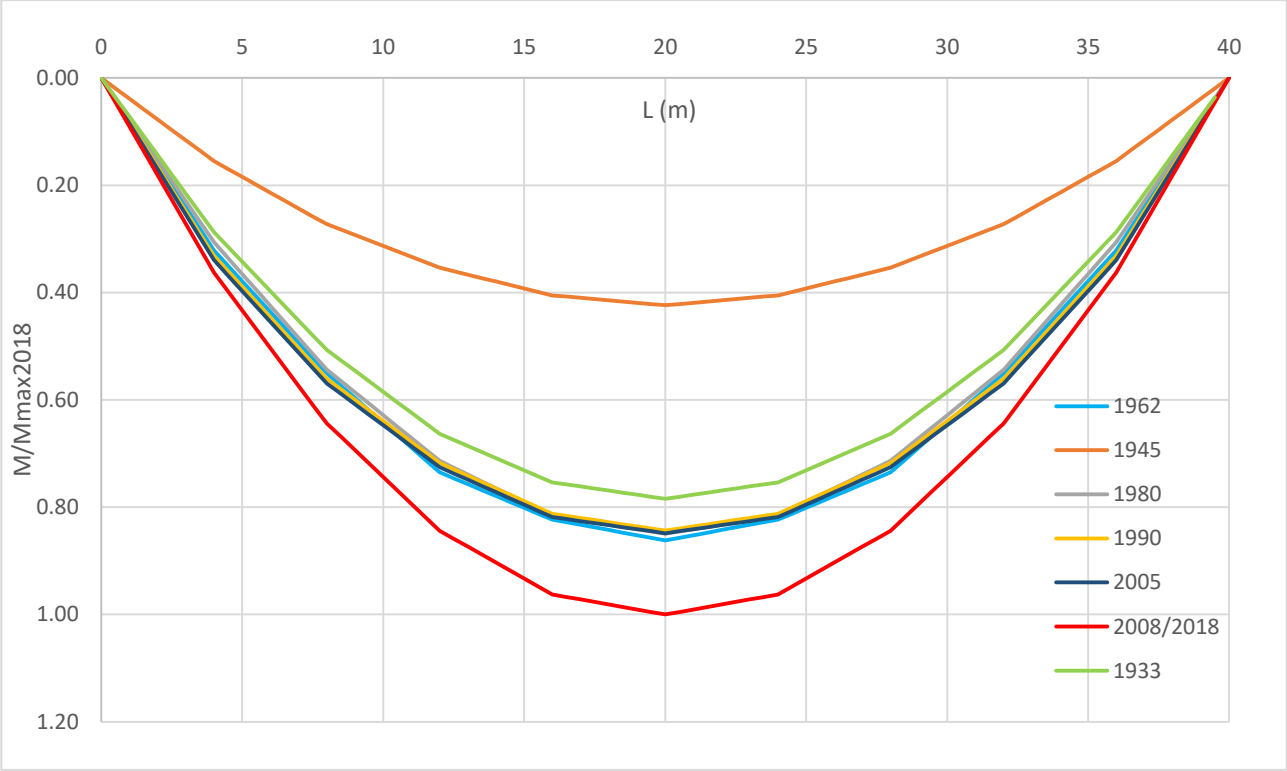


Grafico 3.16. *Diagrammi dei momenti normalizzati rispetto al momento massimo delle NTC 2018.*

Anche per le travi di 40 m i momenti massimi sono ottenuti tramite i carichi mobili delle NTC 2018, mentre quelli ottenuti tramite le normative del 2005, 1990, 1980 e 1962 sono molto simili tra di loro, soprattutto in mezzeria, dove si ottengono delle sollecitazioni inferiori intorno al 15% rispetto alla norma attuale.

Taglio

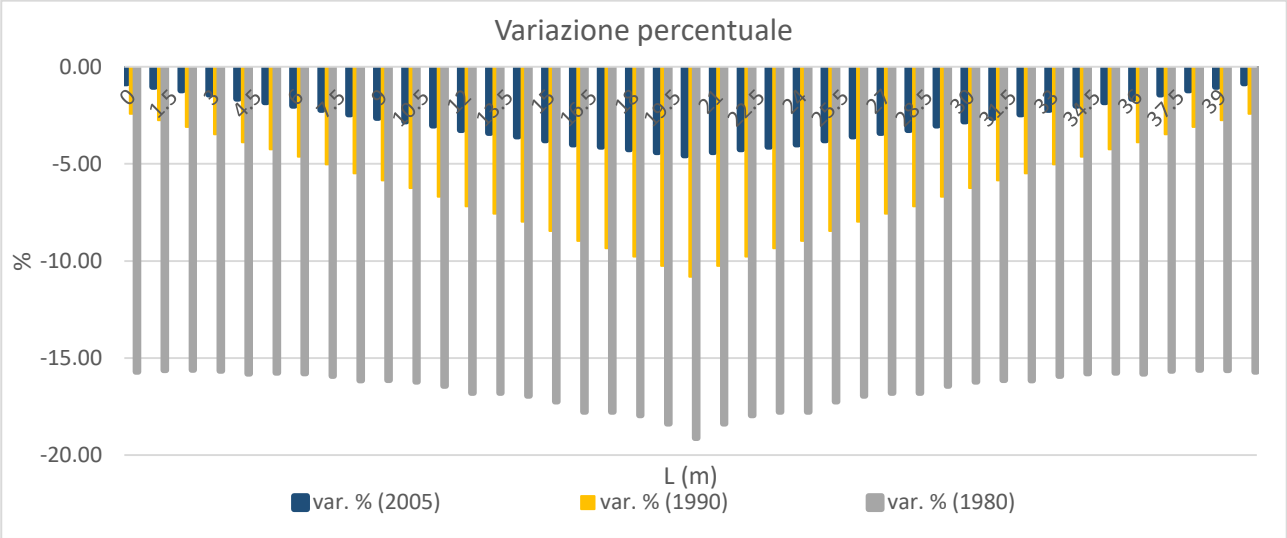


Grafico 3.17. *Variazione percentuale dei tagli delle norme del 1980, 1990 e 2005.*

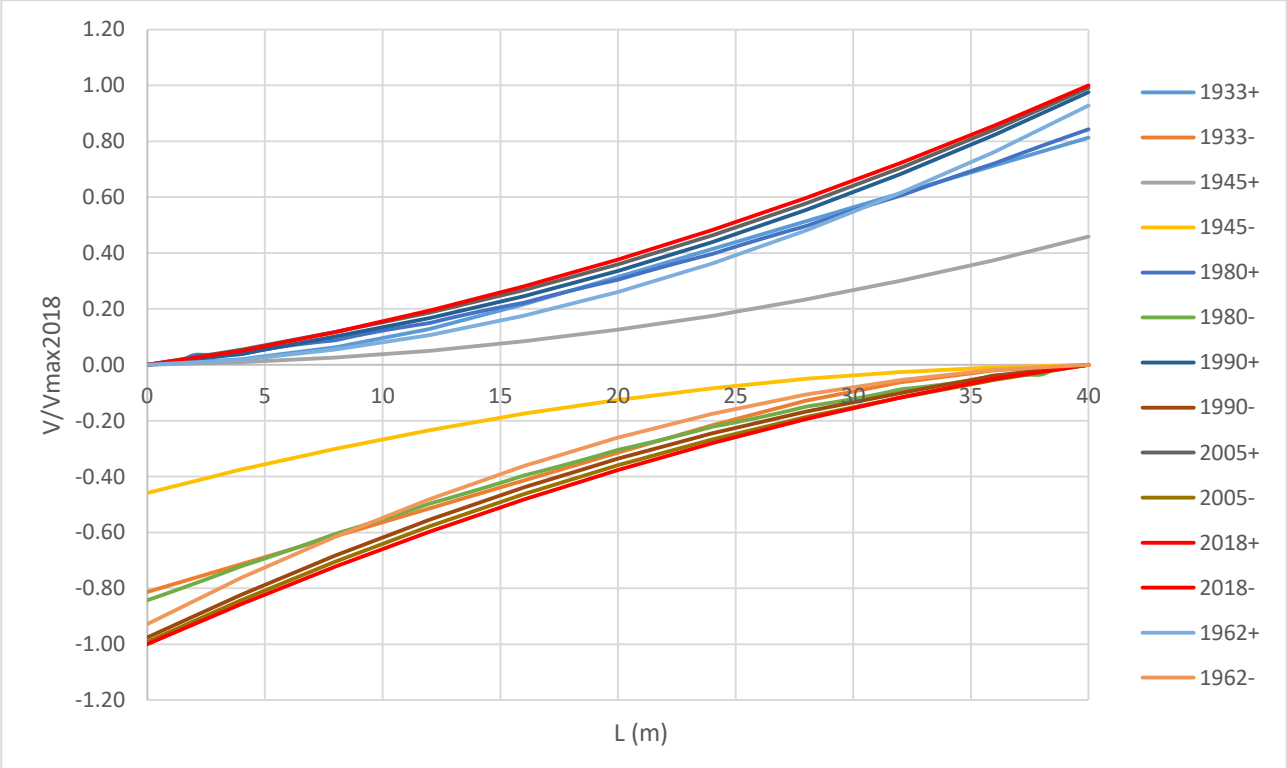
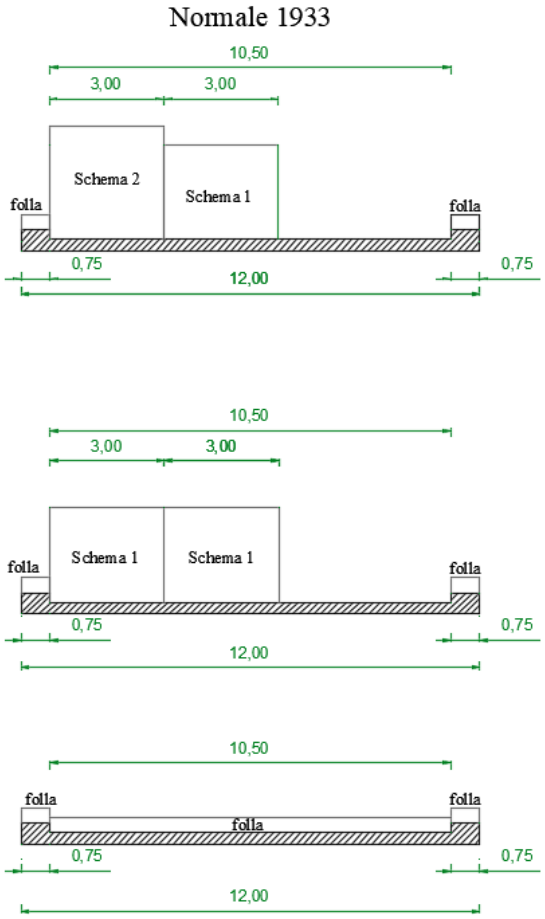


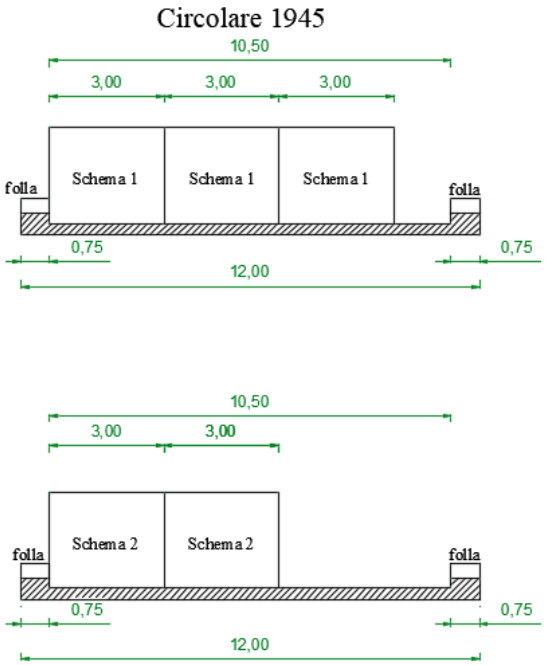
Grafico 3.18. *Diagrammi dei tagli normalizzati rispetto al taglio massimo delle NTC 2018.*

Il taglio massimo risulta quello determinato tramite la norma attuale, quello definito tramite la norma del 2005 risulta inferiore per valori non superiori al 5%, mentre per quello ricavato tramite la normativa del 1980 si hanno variazioni dal 15% fino al 20%. La normativa del 1990 fornisce tagli inferiori del 2% in appoggio e del 10% in mezzeria.

3.1.3. Applicazione dei carichi mobili ad un impalcato di 12 m.

Considerando gli schemi di carico e tutte le ipotesi precedentemente utilizzate, è stato condotto uno studio in cui è stato fatto un confronto tra le sollecitazioni derivanti dai carichi mobili delle normative italiane applicandole ad un impalcato di 12,00 metri. L'impalcato è costituito da una piattaforma stradale di 10,50 m e da due marciapiedi laterali di 0,75 m. Lo studio non tiene in considerazione la ripartizione trasversale dei carichi, ma è stata effettuata una somma delle sollecitazioni derivanti dalle diverse corsie, e le sollecitazioni che sono state ricavate tengono in conto dei soli carichi mobili e dei carichi applicati sui marciapiedi, considerando anche i coefficienti dinamici. Si riporta la disposizione trasversale dei carichi mobili delle varie normative, da considerare per l'impalcato di 12,00 m.





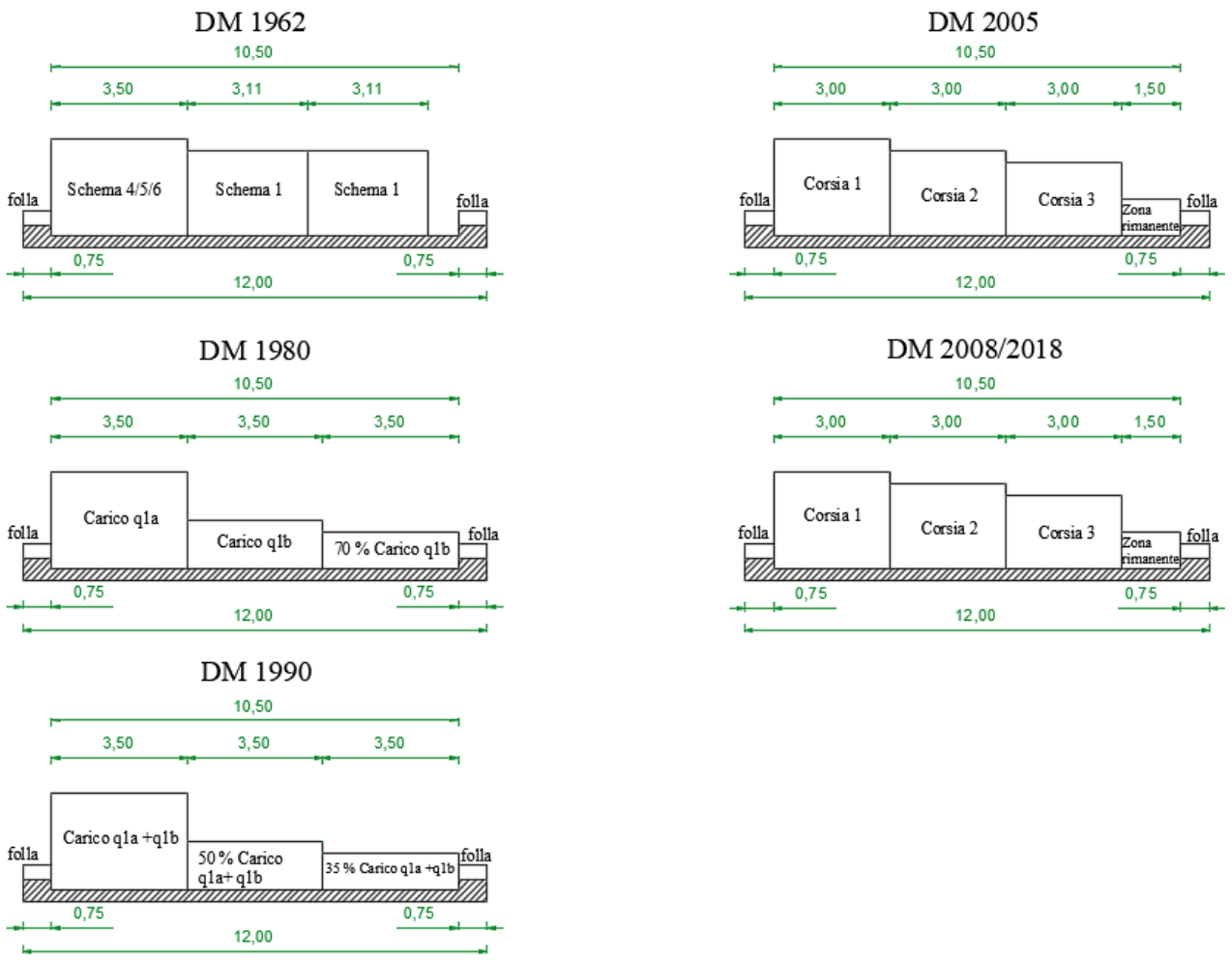


Figura 3.1. *Disposizione trasversale dei carichi mobili.*

I risultati sono stati riportati come rapporto tra le sollecitazioni delle singole norme e le sollecitazioni massime derivanti dalla normativa attuale e in particolare sono stati considerati i momenti massimi in campata e i tagli massimi sugli appoggi.

Momento massimo in campata

Tabella 3.4. *Valori del rapporto tra i momenti massimi.*

Luce (m)	$M_{Max1933}/M_{Max2018}$	$M_{Max1945}/M_{Max2018}$	$M_{Max1962}/M_{Max2018}$	$M_{Max1980}/M_{Max2018}$	$M_{Max1990}/M_{Max2018}$	$M_{Max2005}/M_{Max2018}$
10	0.399	0.363	0.613	0.704	0.967	1.187
20	0.590	0.525	0.737	0.759	0.879	1.027
30	0.676	0.638	0.830	0.844	0.877	0.977
40	0.707	0.728	0.939	0.890	0.878	0.940

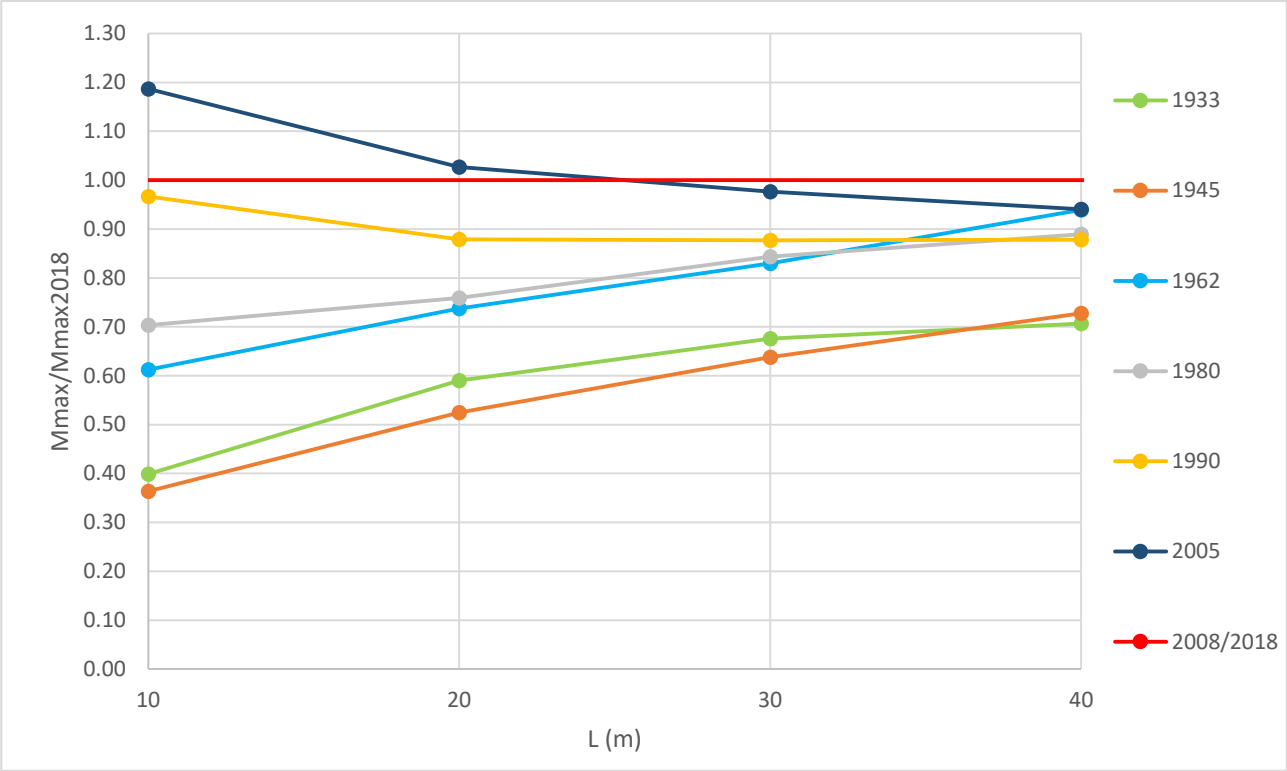


Grafico 3.19. *Rappresentazione dei risultati dei momenti per l'impalcato di 12.00 m.*

Come si può notare dal grafico per la normativa del 2005 si ottengono rapporti molto vicini all'unità, ed in particolare si ottengono valori maggiori ad 1 per le travi di 10 e 20 m, mentre per la normativa del 1990 si ottengono valori di circa 0,90. Per le normative del 1933 e 1945 si ottengono valori, di tale rapporto, che aumentano da 0,40 a 0,70 all'aumentare della luce, inoltre si ottengono rapporti che vanno da 0,70 a 0,90 per le normative del 1962 e 1980. Anche applicando i carichi sull'impalcato di 12,00 m si ottiene un salto tra le normativa del 1945 e tutte le altre, come ottenuto nell'applicazione del carico alla singola corsia, invece, per la Normale del 1933 per l'impalcato di 12,00 m, risulta un andamento simile al 1945 diversamente da quello ottenuto dalla singola corsia. Si osserva inoltre che i valori dei rapporti aumentano all'aumentare della luce per tutte le normative tranne per le norme del 1990 e 2005.

Taglio massimo in appoggio

Tabella 3.5. *Valori del rapporto tra i tagli massimi.*

Luce (m)	$V_{Max1933}/V_{Max2018}$	$V_{Max1945}/V_{Max2018}$	$V_{Max1962}/V_{Max2018}$	$V_{Max1980}/V_{Max2018}$	$V_{Max1990}/V_{Max2018}$	$V_{Max2005}/V_{Max2018}$
10	0.461	0.435	0.728	0.694	0.974	1.205
20	0.646	0.572	0.841	0.742	0.986	1.131
30	0.718	0.698	0.916	0.833	1.008	1.098
40	0.740	0.782	1.009	0.882	1.005	1.056

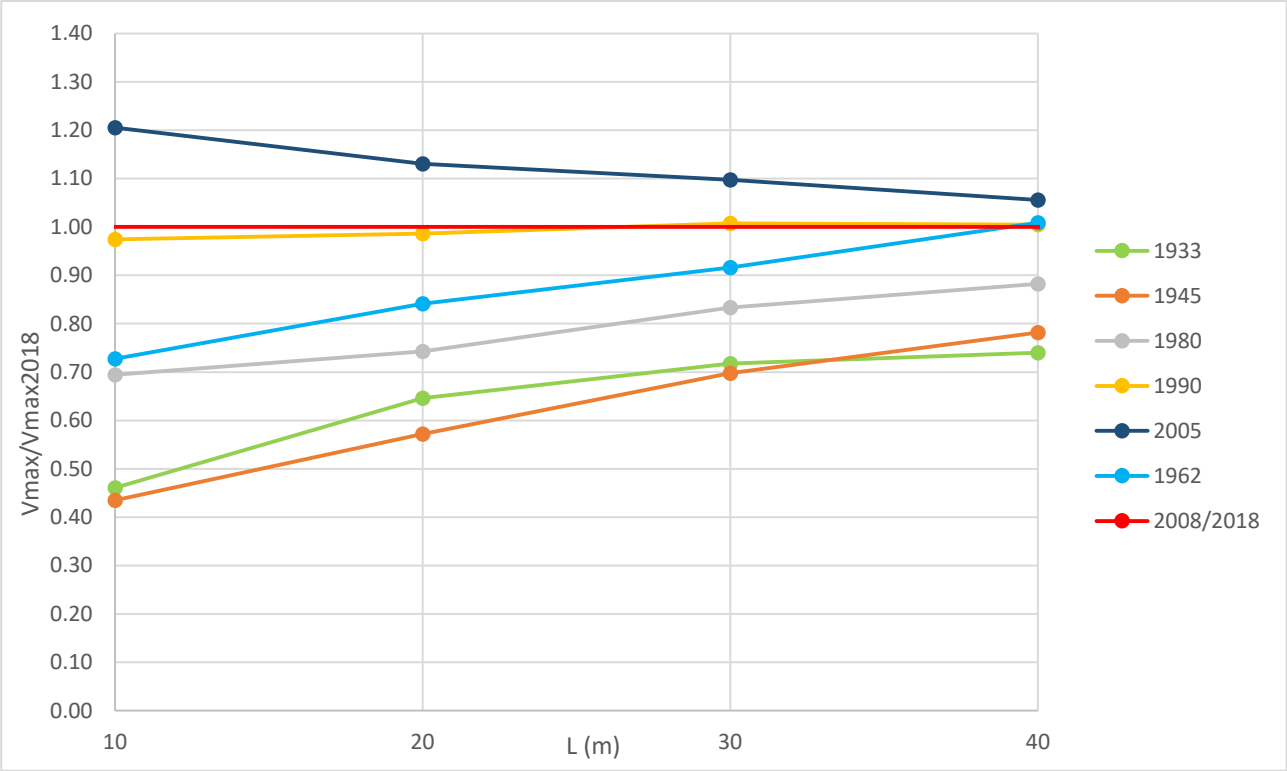


Grafico 3.20. *Rappresentazione dei risultati dei tagli per l'impalcato di 12.00 m.*

Per quanto riguarda il taglio, si ottiene che il rapporto del massimo momento ottenuto con la norma del 2005 e il massimo delle NTC attuali assume valori superiori all'unità per tutte le luci, mentre per la normativa del 1990 si ricavano valori pari all'unità. Per quanto riguarda la norma del 1962 si ottengono rapporti più grandi rispetto a quelli che si ottengono per i momenti, e si hanno anche valori superiori alla normativa del 1980. Per i tagli si nota meno il salto tra le normative prima degli anni '50 e quelle successive.

3.1.4. Confronto tra le forme dei diagrammi per l'impalcato di 12 m.

Si riportano i diagrammi normalizzati, ottenuti considerando tutti i carichi applicati sull'impalcato di 12,00 metri.

- **Trave 10 m.**

Momento

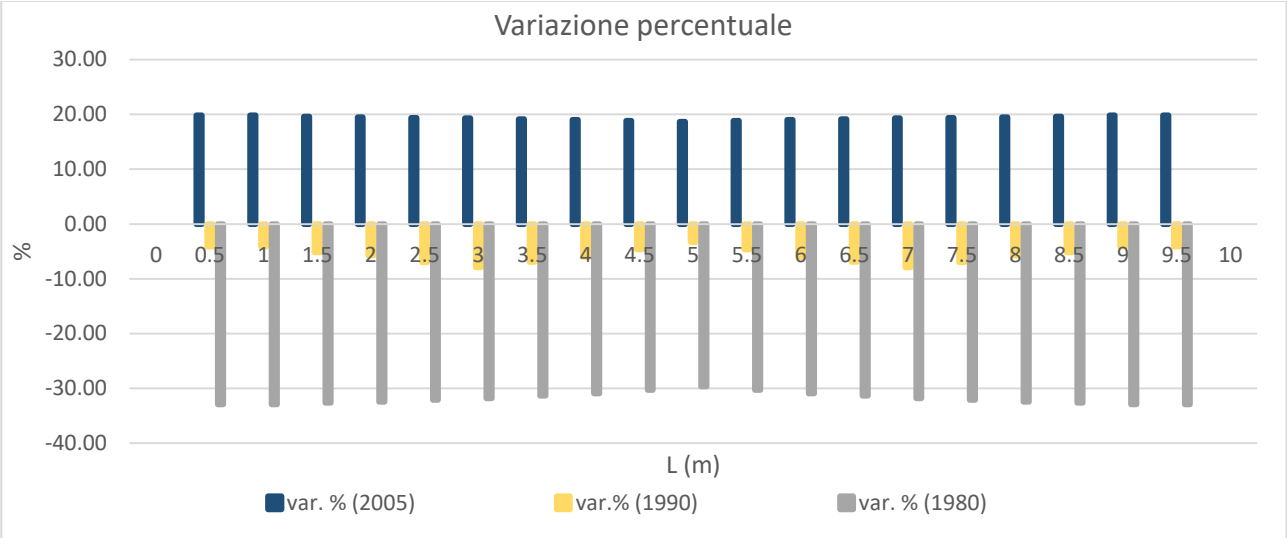


Grafico 3.21. *Variazione percentuale dei momenti delle norme del 1980, 1990 e 2005.*

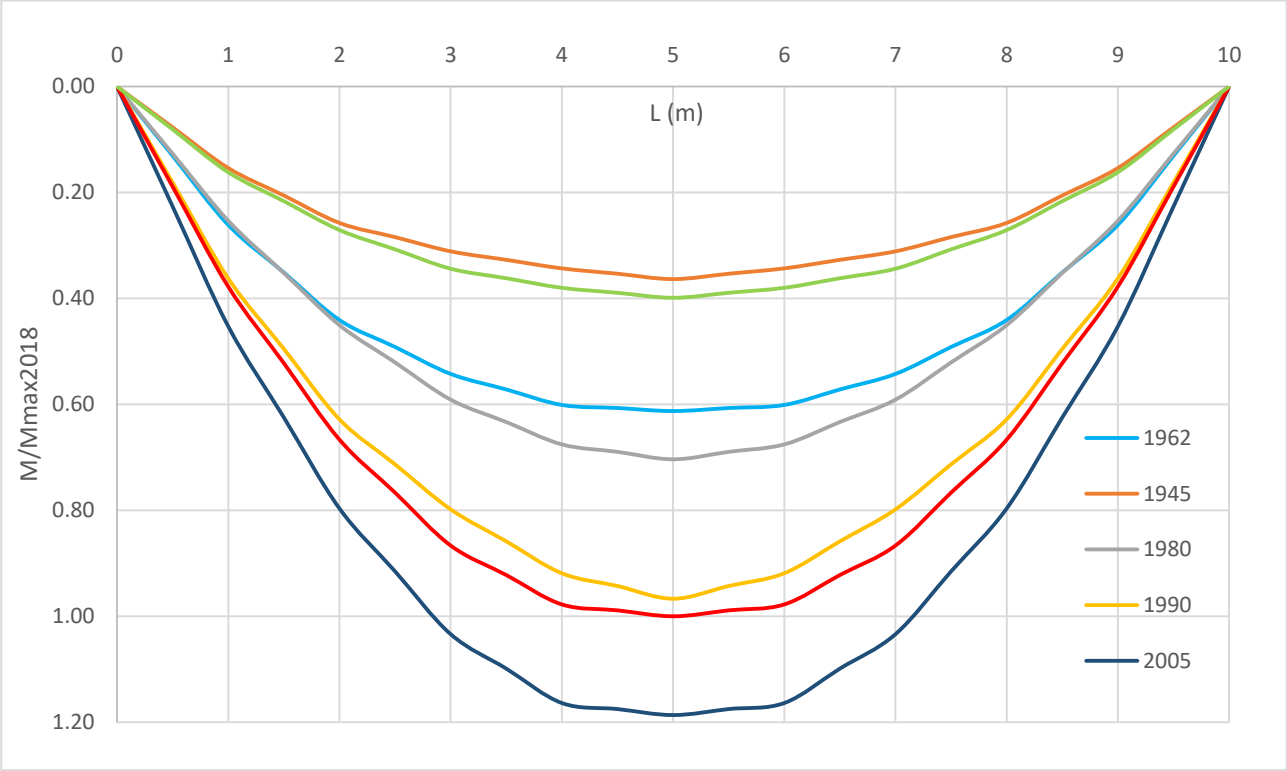


Grafico 3.22. *Diagrammi dei momenti normalizzati rispetto al momento massimo delle NTC 2018.*

Si ottiene un andamento simile alla singola corsia, l'unica differenza è che la norma del 1933 è simile alla norma del 1945. Inoltre le variazioni percentuali sono leggermente maggiori.

Taglio

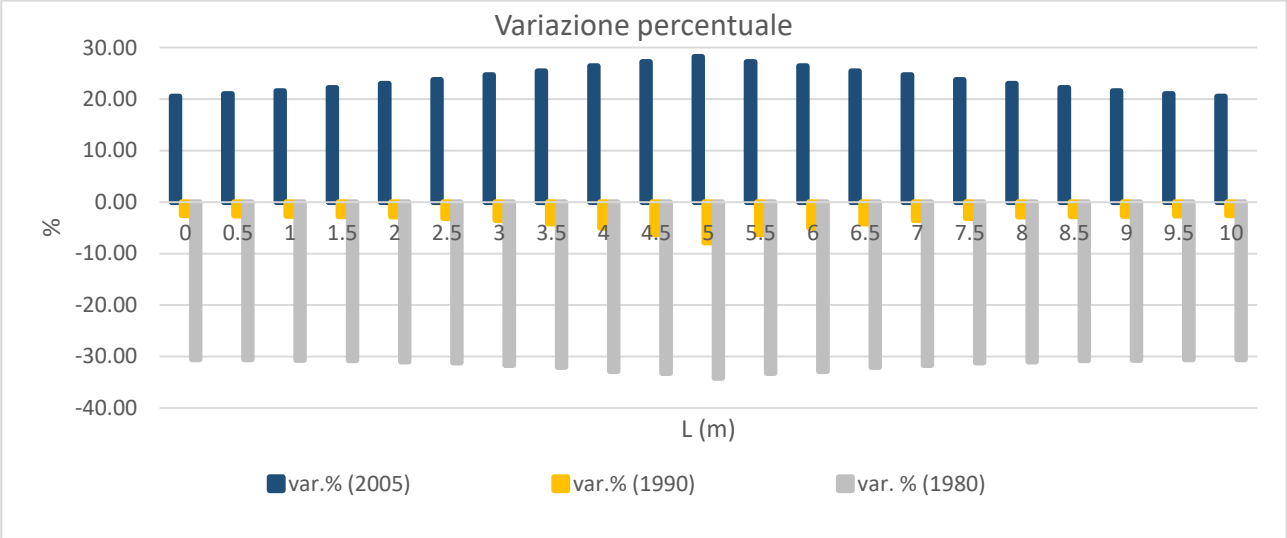


Grafico 3.23. *Variazione percentuale dei tagli delle norme del 1980, 1990 e 2005.*

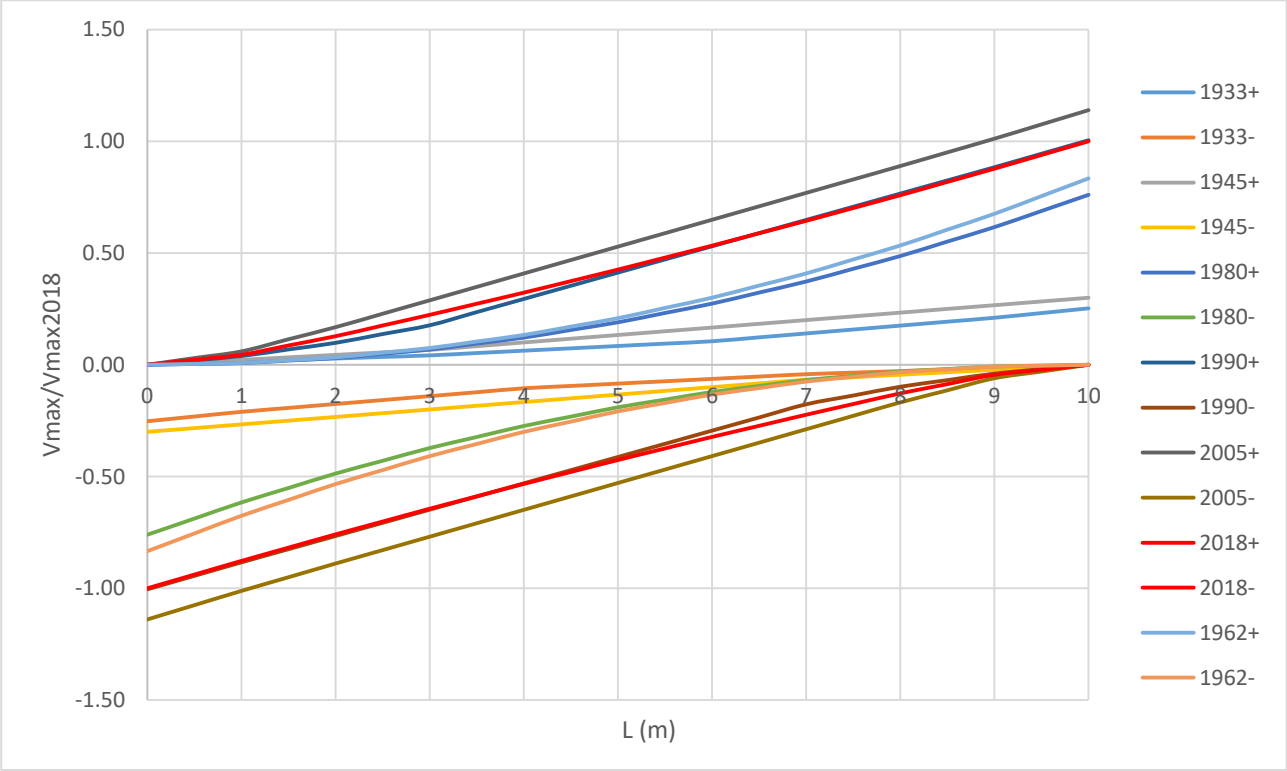


Grafico 3.24. *Diagrammi dei tagli normalizzati rispetto al taglio massimo delle NTC 2018.*

Dai grafici si nota che i tagli derivanti dai carichi della norma del 2005 sono i più grandi, mentre quelli ottenuti dal D.M. 1990 sono molto simili alla norma attuale. Inoltre si possono considerare simili quelli del 1962 e 1980, e quelli del 1933 e 1945.

- **Trave 20 m.**

Momento

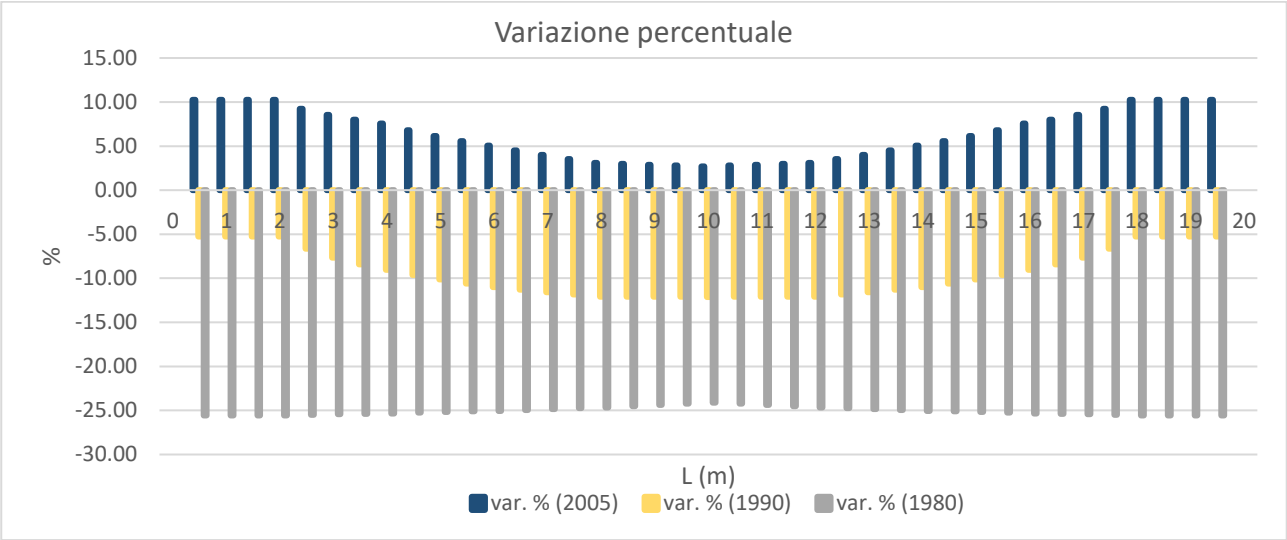


Grafico 3.25. *Variazione percentuale dei momenti delle norme del 1980, 1990 e 2005.*

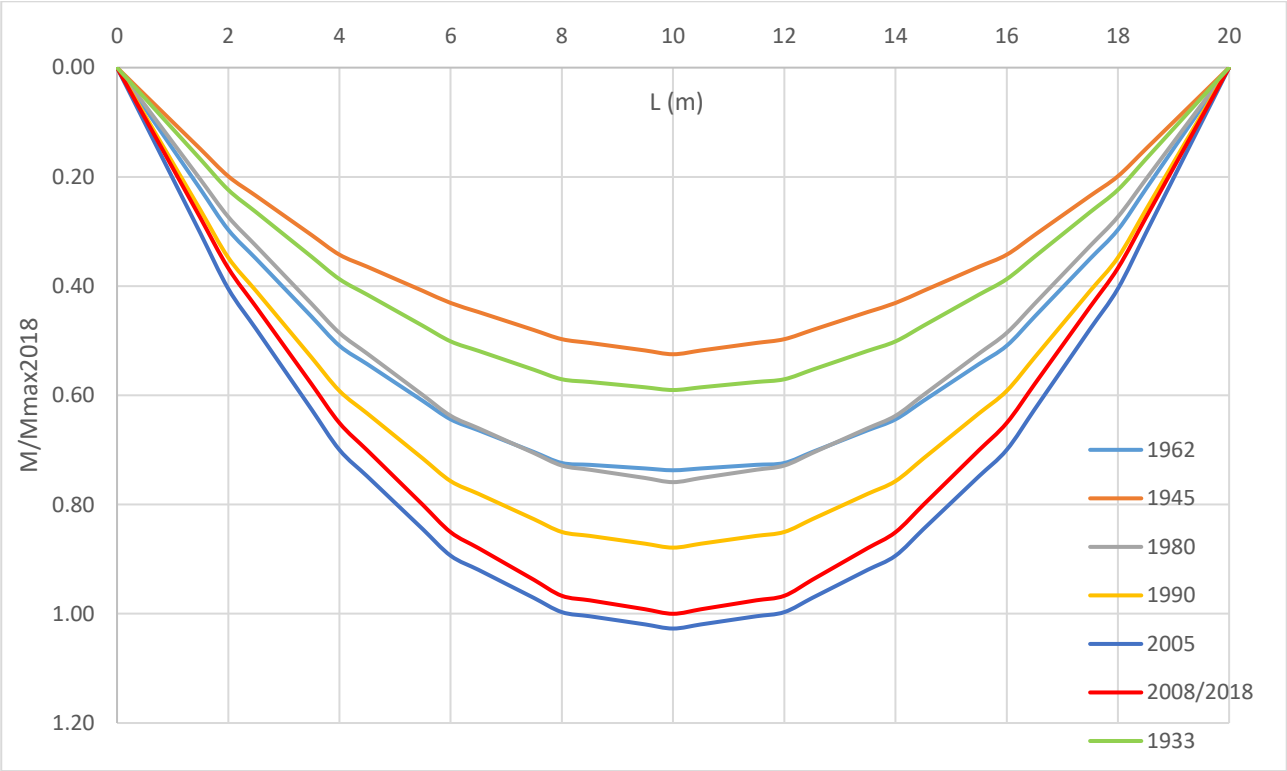


Grafico 3.26. *Diagrammi dei momenti normalizzati rispetto al momento massimo delle NTC 2018.*

Per la trave di 20 metri si ottiene che i momenti derivanti dalla norma del 2005 sono simili a quelli delle NTC 2018. La norma del 1990 fornisce momenti più piccoli di un massimo del 10% in campata, mentre quelli del 1980 hanno una variazione del 25% quasi costante, ed essi hanno un andamento molto simile alla norma del 1962.

Taglio

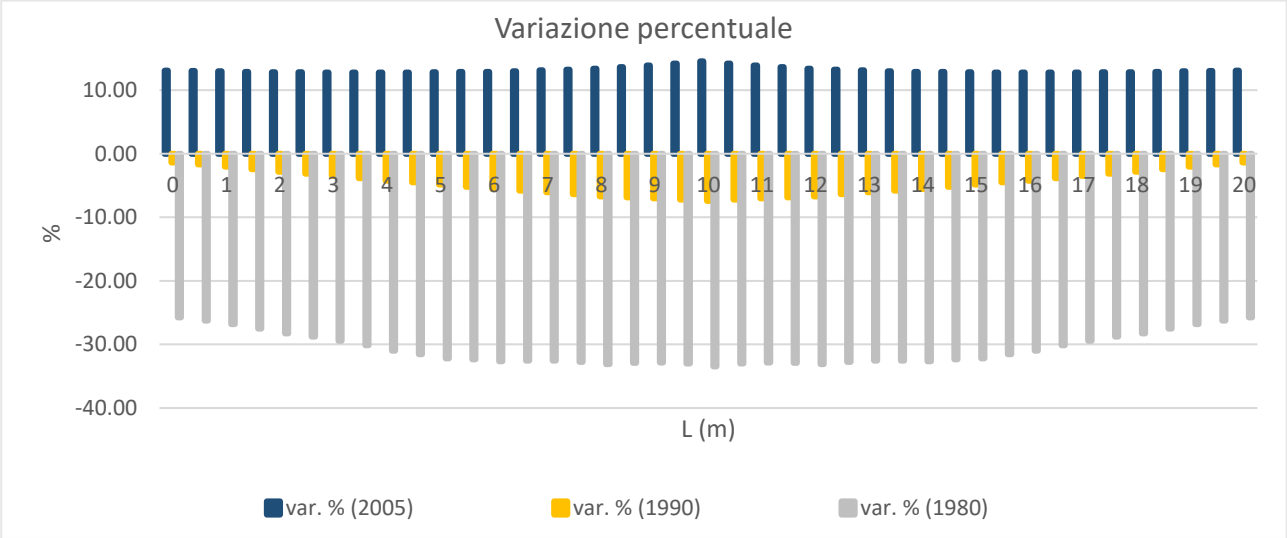


Grafico 3.27. *Variazione percentuale dei tagli delle norme del 1980, 1990 e 2005.*

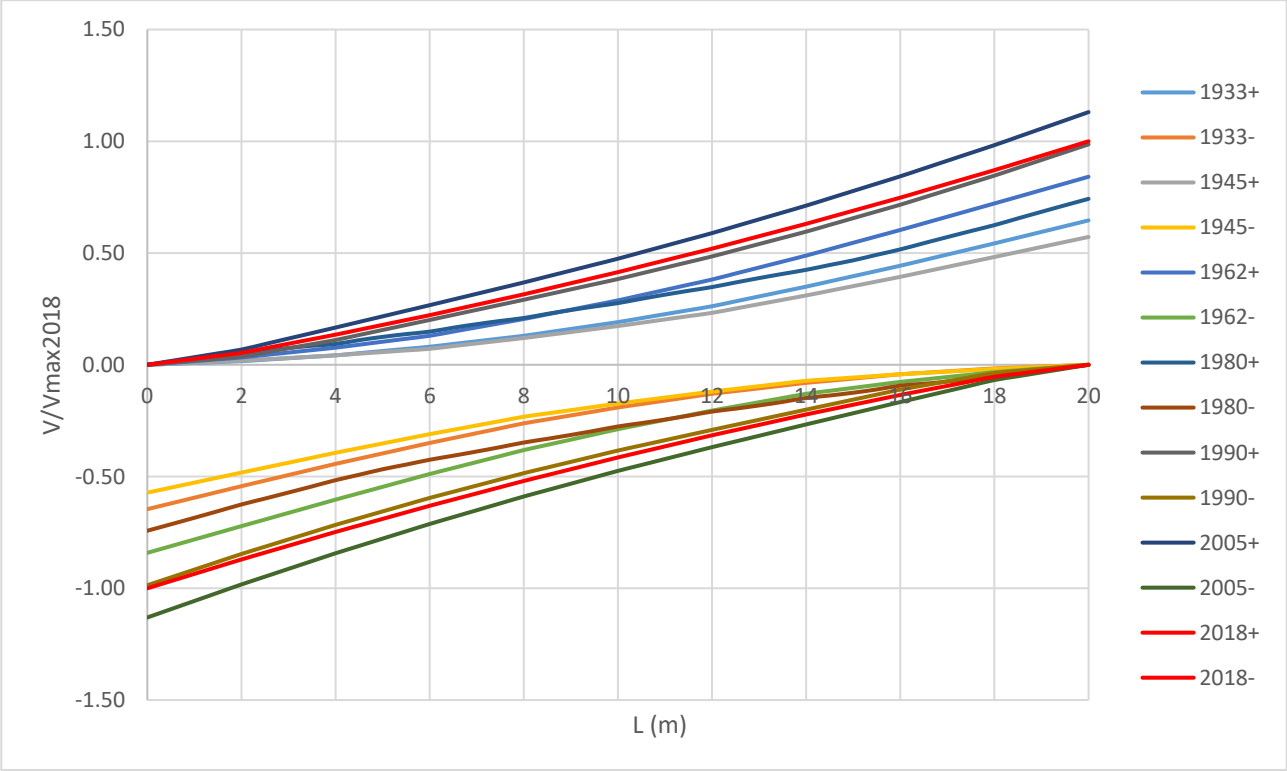


Grafico 3.28. *Diagrammi dei tagli normalizzati rispetto al taglio massimo delle NTC 2018.*

Per i tagli si ottengono i massimi con la normativa del 2005, mentre la norma del 1990 ha un andamento simile alla norma attuale. Invece i tagli derivanti dalla norma del 1980 sono inferiori dal 30% in appoggio fino al 35% in mezzeria.

- **Trave 30 m.**

Momento

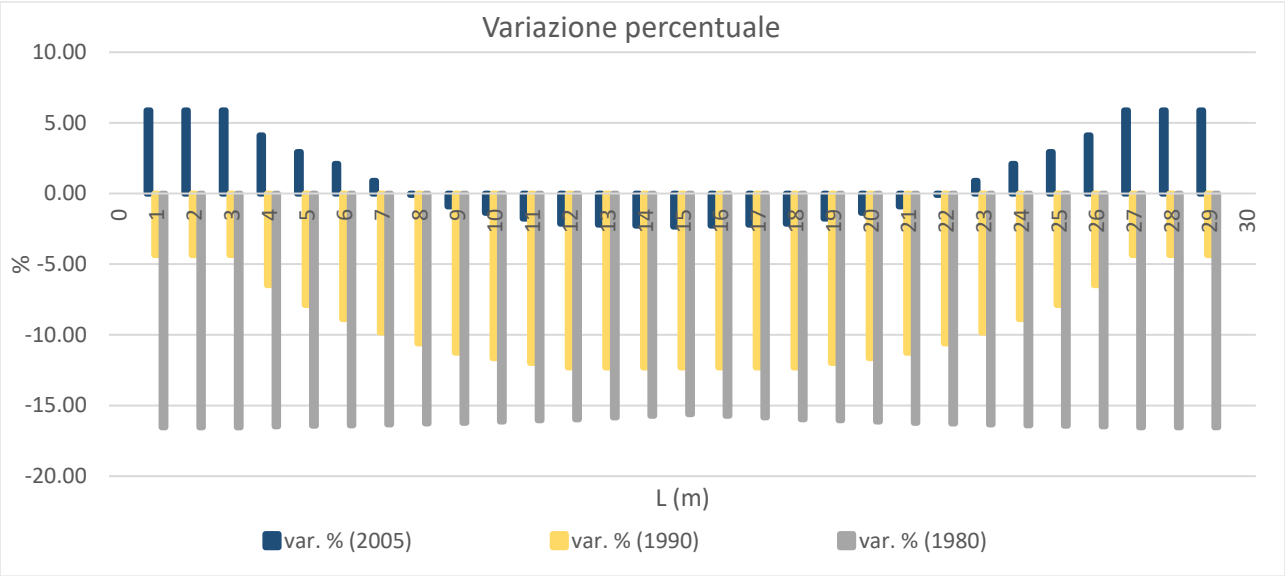


Grafico 3.29. *Variazione percentuale dei momenti delle norme del 1980, 1990 e 2005.*

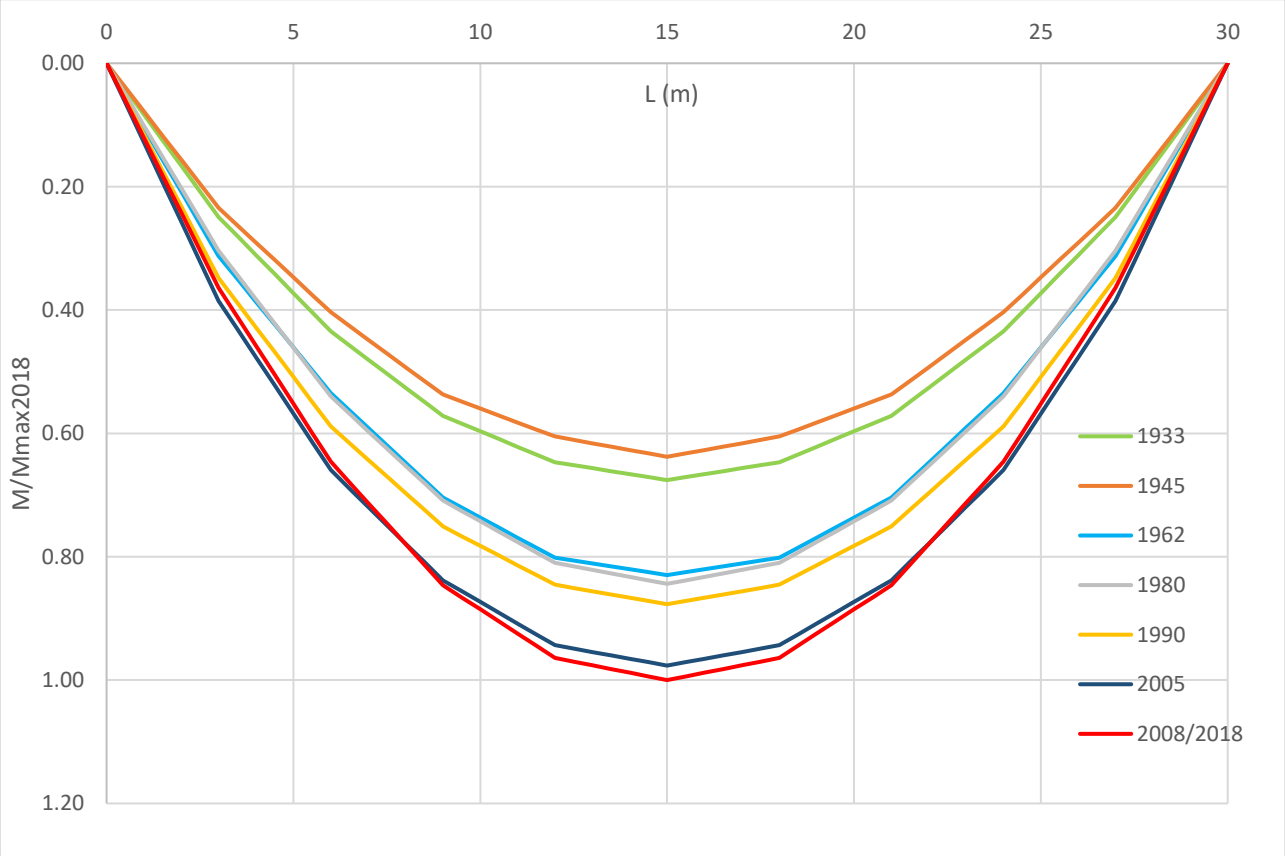


Grafico 3.30. *Diagrammi dei momenti normalizzati rispetto al momento massimo delle NTC 2018.*

I momenti ottenuti con la normativa del 2005 risultano maggiori per i primi e gli ultimi sette metri della trave, mentre nella parte centrale sono leggermente inferiori. Inoltre per il D.M.1990 i momenti sono più piccoli del 12 % in mezzeria, mentre per la norma del 1980 la variazione è del 16%. Si nota inoltre che l'andamento della norma del 1962 è uguale a quello della normativa del 1980.

Taglio

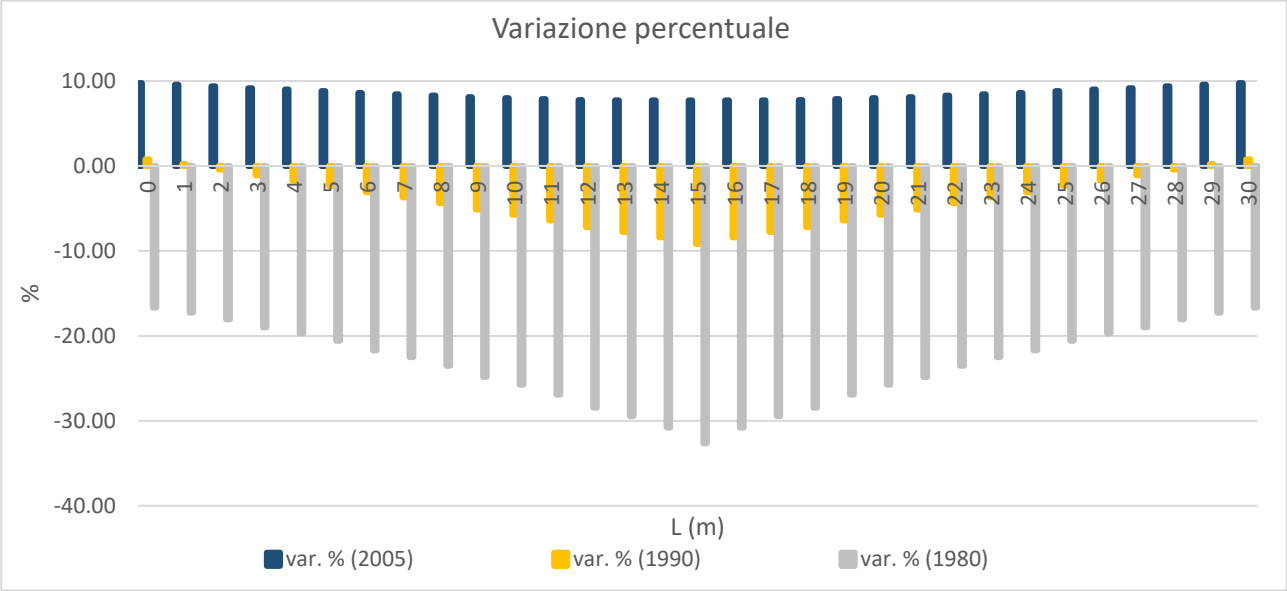


Grafico 3.31. *Variazione percentuale dei tagli delle norme del 1980, 1990 e 2005.*

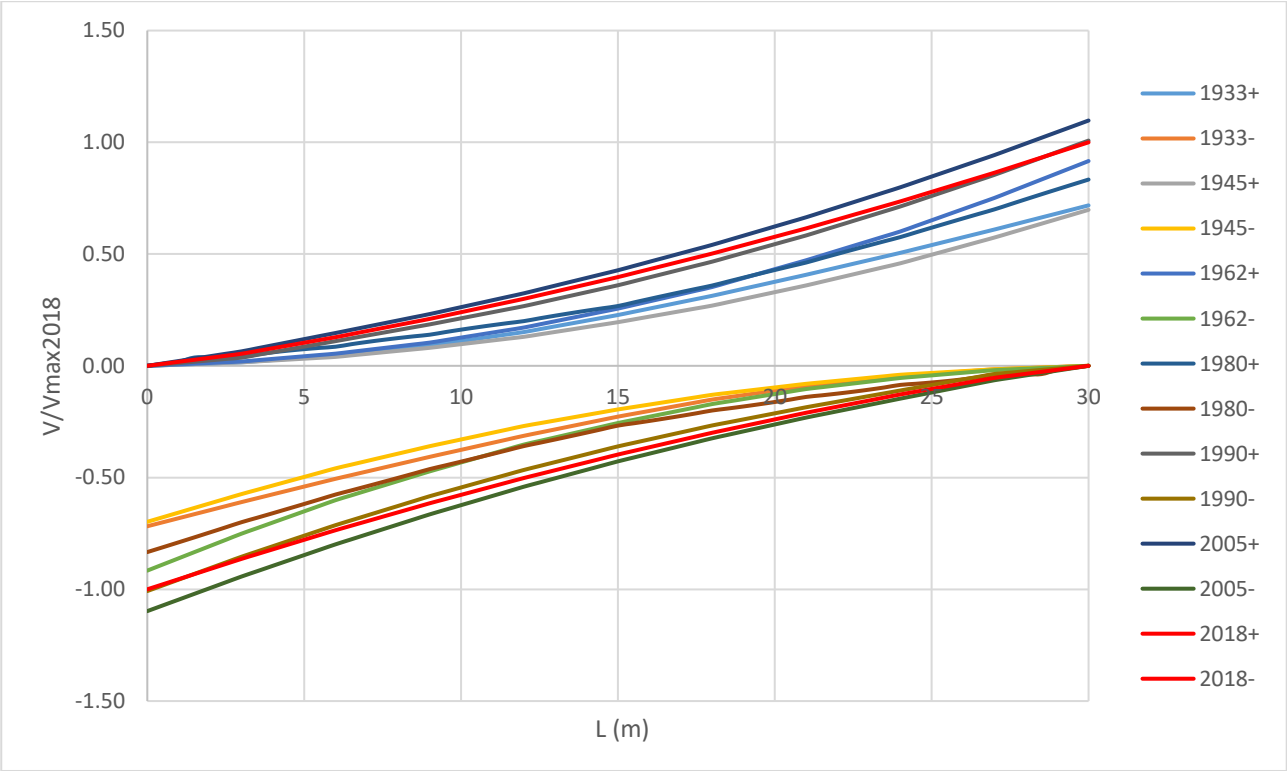


Grafico 3.32. *Diagrammi dei tagli normalizzati rispetto al taglio massimo delle NTC 2018.*

Per il taglio si ottiene che il massimo è dato dalla norma del 2005, mentre per la norma del 1990 il taglio in appoggio è uguale a quello delle NTC2018, invece in mezzeria si hanno valori inferiori del 10%. Per la normativa del 1980 in appoggio si hanno variazioni del 20 %, mentre in mezzeria si raggiunge il 30%.

- **Trave 40 m.**

Momento

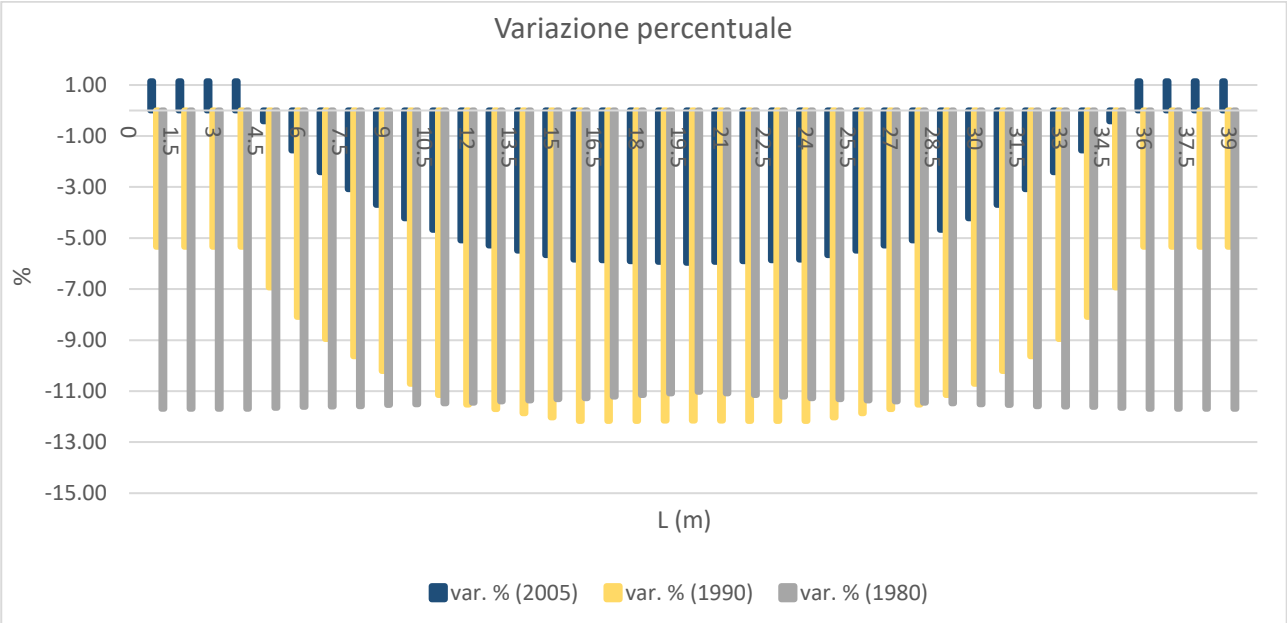


Grafico 3.33. *Variazione percentuale dei momenti delle norme del 1980, 1990 e 2005.*

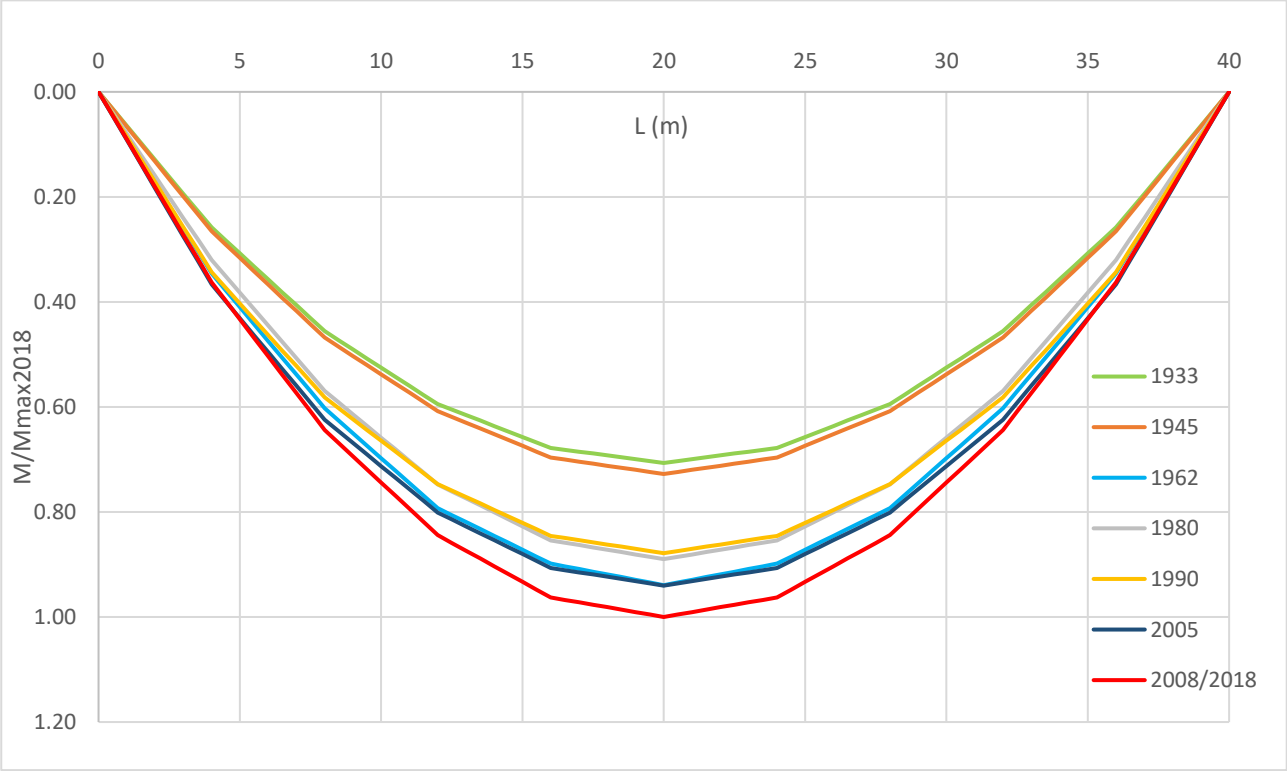


Grafico 3.34. *Diagrammi dei momenti normalizzati rispetto al momento massimo delle NTC 2018.*

I momenti massimi vengono ottenuti tramite le NTC 2018, tranne nei primi e ultimi tre metri dove sono leggermente maggiori quelli della norma del 2005. Le norme del 1990 e 1980 hanno una variazione del 12 %. Inoltre si nota che i momenti derivanti dalla normativa del 1962 hanno un andamento simile alla norma del 2005.

Taglio

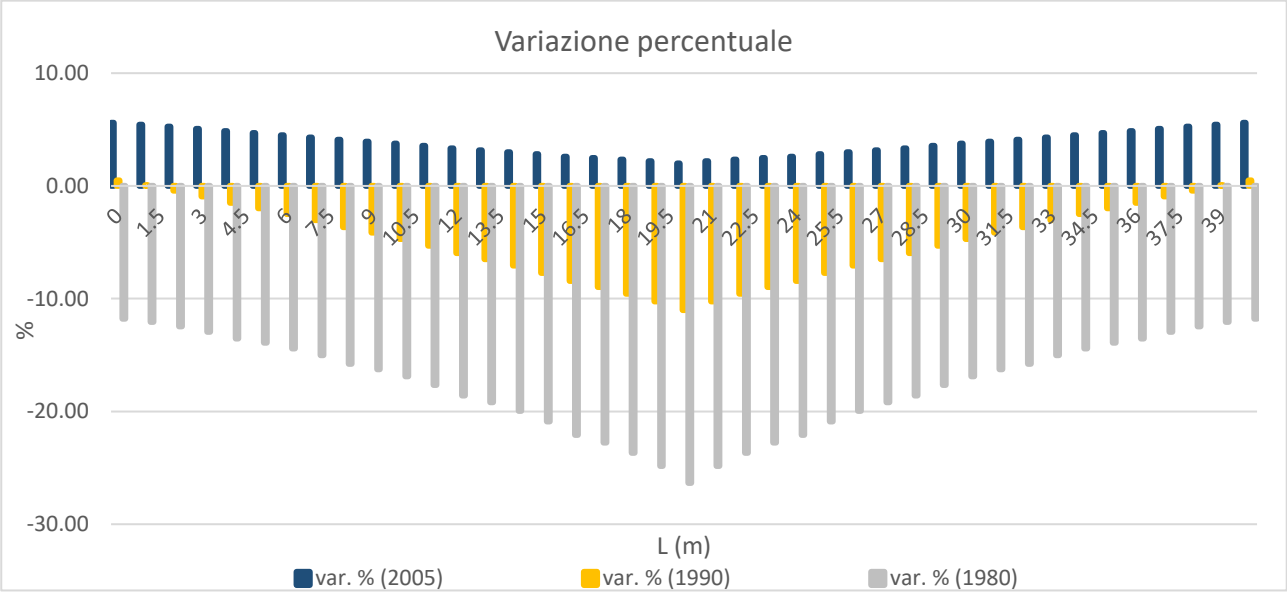


Grafico 3.35. *Variazione percentuale dei tagli delle norme del 1980, 1990 e 2005.*

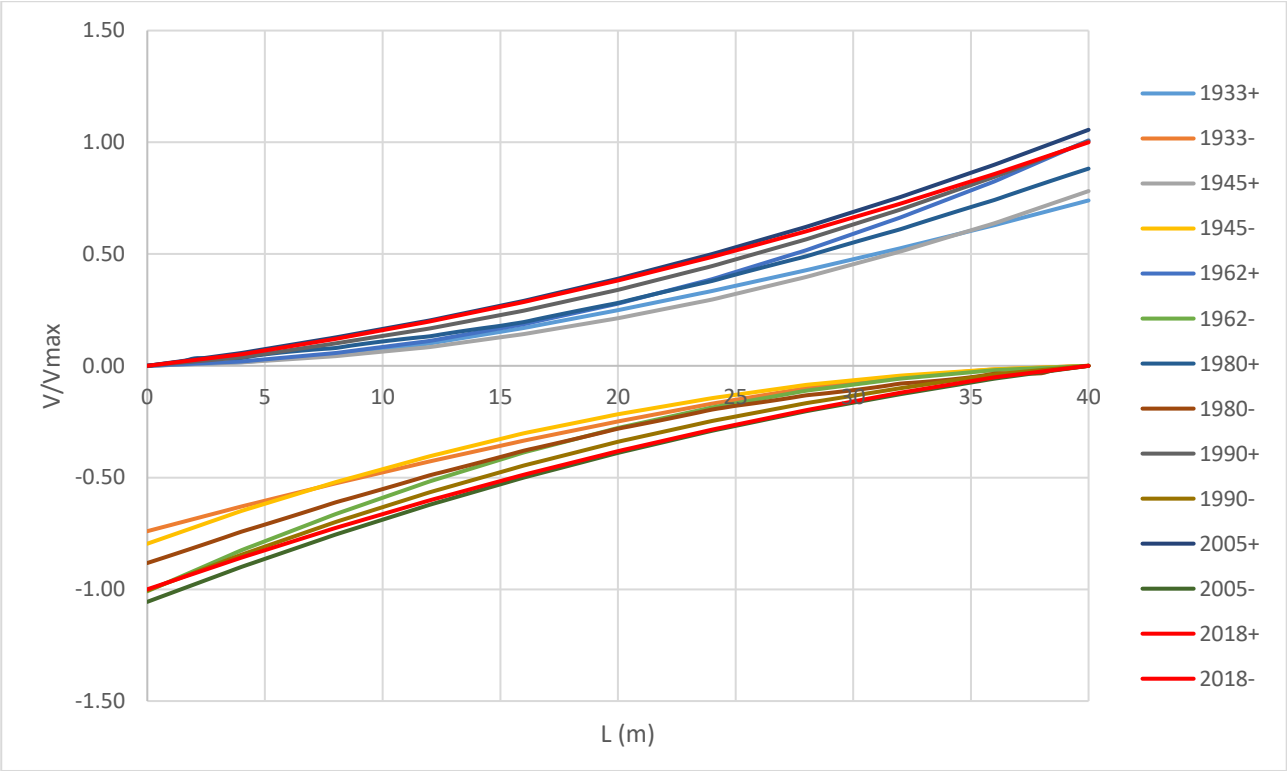


Grafico 3.36. *Diagrammi dei tagli normalizzati rispetto al taglio massimo delle NTC 2018.*

Come si nota dai grafici i tagli massimi vengono ottenuti dalla norma del 2005, mentre quelli del 1990 sono simili a quelli della norma attuale in appoggio, invece in mezzeria differiscono di un 10 %. Per la norma del 1980 si hanno variazioni del 12% in appoggio fino a raggiungere il 25% in mezzeria.

3.1.5. Confronto tra i carichi delle linee guida e delle normative.

Nel Livello 4 delle linee guida, per la valutazione della sicurezza, nella definizione dei carichi mobili in condizione di transitabilità 2 vengono considerati i carichi da traffico del Codice della Strada suddivisi in:

- Mezzi pesanti: si considera uno schema di carico corrispondente ad un autoarticolato a 5 assi da 440 kN.

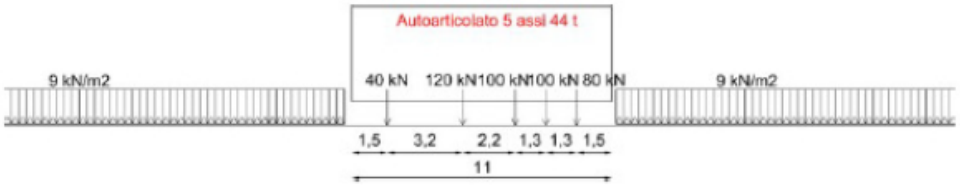


Figura 3.2. *Schema di carico "mezzo pesante".*

- Mezzi intermedi: si considera uno schema di carico corrispondente ad un mezzo a 3 assi da 260 kN.

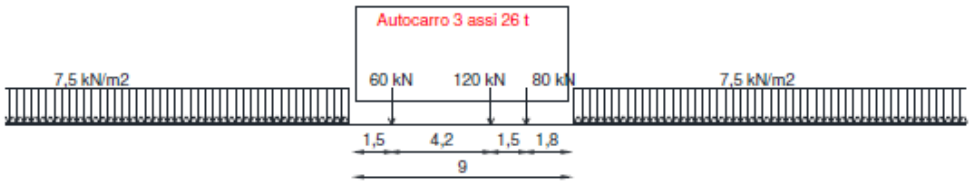


Figura 3.3. *Schema di carico "mezzo intermedio".*

- Mezzi leggeri: si considera un mezzo da 75 kN.

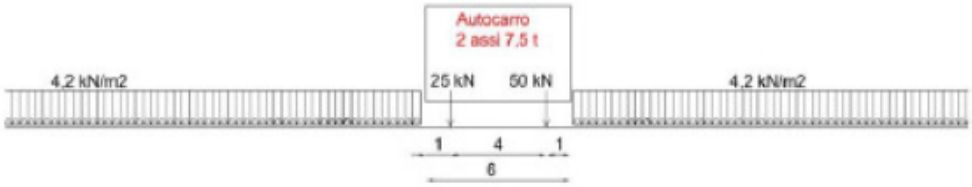


Figura 3.4. *Schema di carico "mezzo leggero".*

- Mezzo leggerissimo: si considera un mezzo da 35 kN. Viene schematizzato tramite un carico da 2,5 kN/m^2.

Dato che non viene esplicitato in modo chiaro se devono essere considerati i coefficienti dinamici e la folla nella zona rimanente, sono state considerate tutte e due le situazioni.
Vengono considerati i coefficienti dinamici che fanno riferimento al D.M. del 1990.

$$\Phi = 1.4 - \frac{(L-10)}{150}$$

con le limitazioni $\Phi = 1{,}4$ per $L \leq 10$ m, $\Phi = 1$ per $L \geq 70$ m
Per L si deve assumere:

- per le travi di una sola campata: la luce di calcolo;
- per le travi continue: la luce di calcolo della campata su cui è applicato il carico;
- per le mensole: l'aggetto, aumentato della luce di calcolo della eventuale trave semplice sostenuta dalla mensola stessa;
- per gli elementi secondari d'impalcato: la loro luce di calcolo.

Anche in questo caso è stato effettuato un confronto tra le sollecitazioni derivanti dall'applicazione dei carichi sulla singola corsia e sull'impalcato di 12,00 m.

3.1.5.1. Applicazione sulla singola corsia di carico

Sono stati presi in considerazione gli schemi di trave appoggiata di 10, 20, 30 e 40 metri di luce. I coefficienti dinamici applicati sono i seguenti:

Tabella 3.6. *Valori dei coefficienti dinamici.*

Luce (m)	**Φ**
10	1.40
20	1.33
30	1.27
40	1.20

Momento massimo in campata

Tabella 3.7. *Momenti massimi degli schemi da Codice della Strada.*

Luce (m)	*L.G. pesante*	*L.G. intermedio*	*L.G. leggero*	*L.G. leggerissimo*	**senza coefficiente dinamico e folla**			
					L.G. pesante	*L.G. intermedio*	*L.G. leggero*	*L.G. leggerissimo*
	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)
10	987.94	672.36	263.06	131.25	705.67	480.26	187.90	93.75
20	2807.35	1955.86	876.39	498.75	2110.79	1470.51	658.90	375.00
30	5277.85	3836.05	1834.88	1071.56	4155.79	3020.51	1444.90	843.75
40	8250.95	6159.62	3055.08	1680.00	6875.79	5133.02	2545.90	1500.00

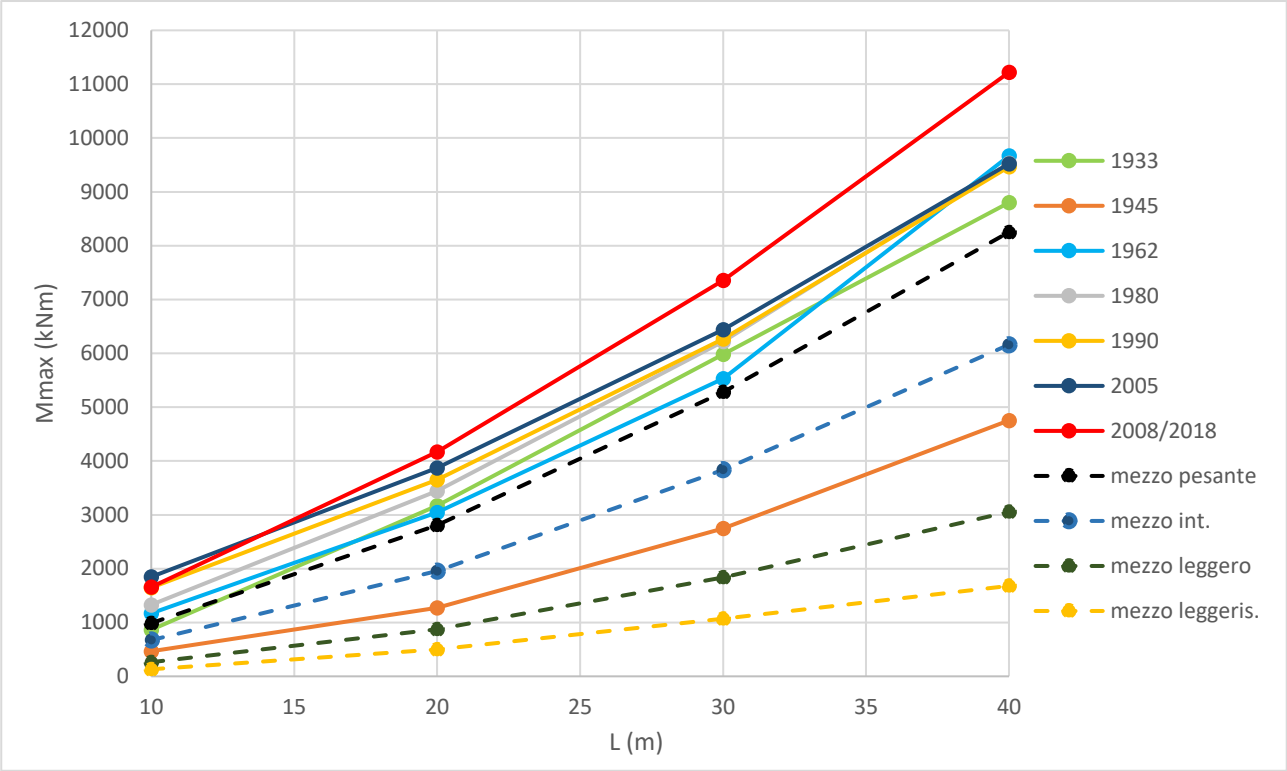


Grafico 3.37. *Rappresentazione dei risultati dei momenti degli schemi da Codice della Strada, considerando il coefficiente dinamico.*

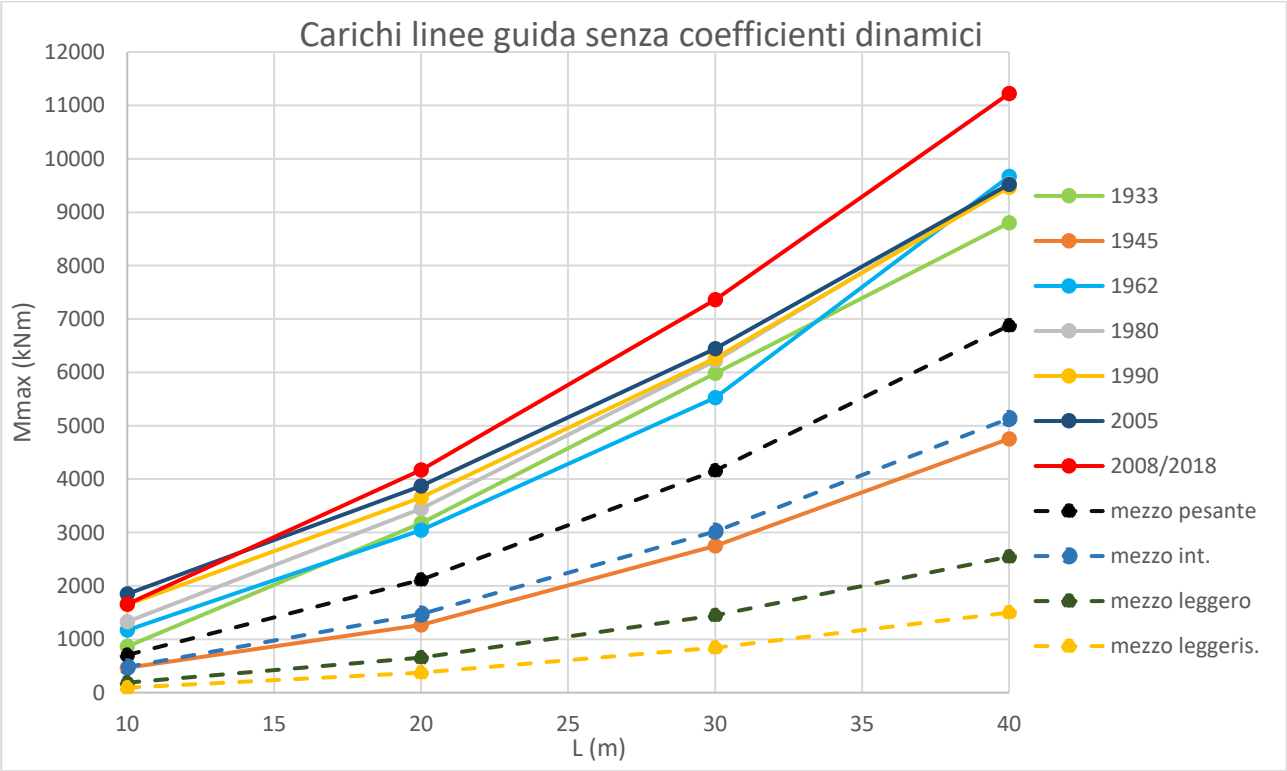


Grafico 3.38. *Rappresentazione dei risultati dei momenti degli schemi da Codice della Strada, non considerando il coefficiente dinamico.*

Considerando i carichi delle linee guida con i coefficienti dinamici e facendo semplicemente il confronto tra le sollecitazioni dei carichi mobili applicati alla singola corsia di carico, si nota che: i

momenti massimi in campata, dovuti dagli schemi "mezzo leggero" e "mezzo leggerissimo", risultano inferiori rispetto ai rispettivi ottenuti tramite i carichi delle norme, quindi verosimilmente tutti i ponti progettati dal 1933 garantiscono la transitabilità dei "mezzi leggeri" e "leggerissimi". Per quanto riguarda i "mezzi pesanti" e "mezzi intermedi", si notano che le sollecitazioni hanno valori simili rispetto a quelli determinati tramite le norme dal 1962, quindi i ponti progettati secondo la norma del '45 non sono in grado di garantire la transitabilità dei "mezzi pesanti" e "intermedi", mentre tutti quelli progettati seguendo tutte le altre normative la garantiscono, anche la norma del '33. Lo stesso risultato lo si ottiene considerando i carichi delle linee guida senza i coefficienti dinamici, anche se le sollecitazioni derivanti da questi schemi sono inferiori.

Taglio massimo in appoggio

Tabella 3.8. *Tagli massimi degli schemi da Codice della Strada.*

Luce (m)	*L.G. pesante*	*L.G. intermedio*	*L.G. leggero*	*L.G. leggerissimo*	senza coefficiente dinamico			
					L.G. pesante	*L.G. intermedio*	*L.G. leggero*	*L.G. leggerissimo*
	V_{max} (kN)	V_{max} (kN)	V_{max} (kN)	V_{max} (kN)	V_{max} (kN)	V_{max} (kN)	V_{max} (kN)	V_{max} (kN)
10	452.31	333.90	141.44	52.50	323.08	238.50	101.03	37.50
20	637.06	466.70	217.76	99.75	478.99	350.88	163.72	75.00
30	788.62	588.43	287.77	142.88	620.96	463.33	226.61	112.50
40	911.33	690.98	347.47	168.00	759.45	575.81	289.56	150.00

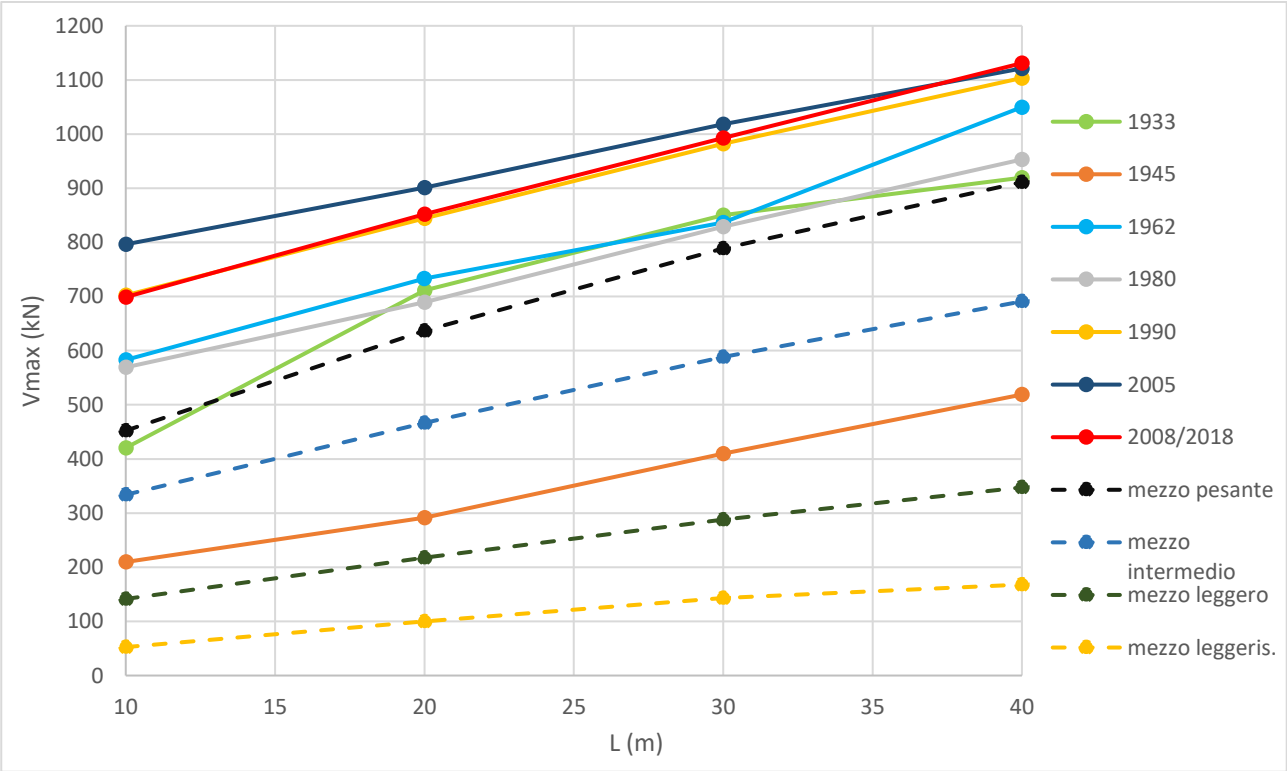


Grafico 3.39. *Rappresentazione dei risultati dei tagli degli schemi da Codice della Strada, considerando il coefficiente dinamico.*

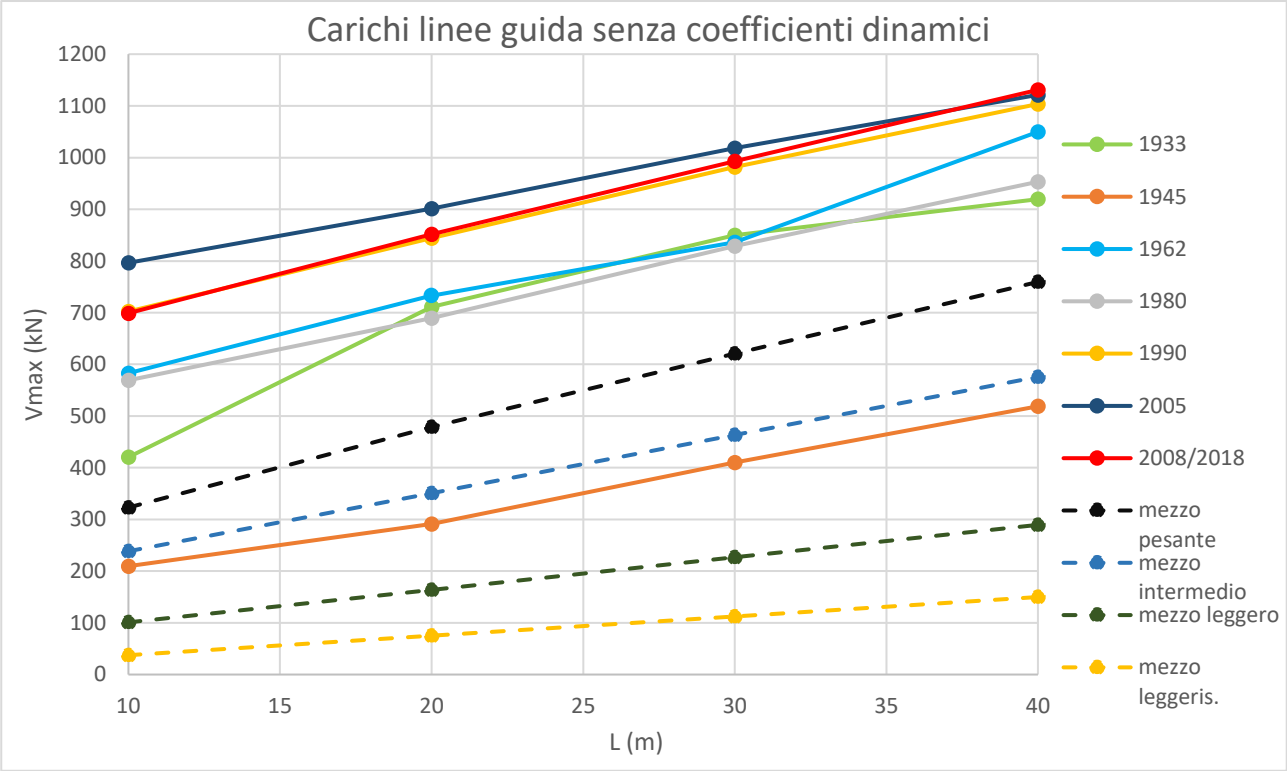


Grafico 3.40. *Rappresentazione dei risultati dei tagli degli schemi da Codice della Strada, non considerando il coefficiente dinamico.*

Come si nota dai grafici i risultati che otteniamo per i tagli, sia considerando i coefficienti dinamici e sia senza coefficienti dinamici, sono gli stessi rispetto ai momenti. Infatti per i "mezzi leggeri" e "leggerissimi" si ottengono tagli di valore inferiore rispetto a tutti quelli ottenuti tramite le normative, mentre per i "mezzi pesanti" e "intermedi" risultano azioni taglianti inferiori rispetto a quelli ottenuti da tutte le normative tranne per la Circolare del 1945

3.1.5.2. Applicazione sull'impalcato di 12 m.

I carichi delle linee guida, che sono stati descritti precedentemente, sono stati disposti sull'impalcato in numero compatibile con la larghezza dell'impalcato considerando la larghezza della corsia pari a 3,00 m. Come detto precedentemente sono state considerate due condizioni: la prima, in cui sono stati considerati i coefficienti dinamici e la folla, carico di 2,50 kN/ m^2, disposta nella zona rimanente; la seconda, in cui essi non vengono considerati.
Inoltre alla folla nella zona rimanente e sui marciapiedi non sono stati applicati gli effetti dinamici. Anche in questo caso sono state ricavate le sollecitazioni dovute dagli schemi di carico, rappresentati in figura, senza considerare la ripartizione trasversale dei carichi.

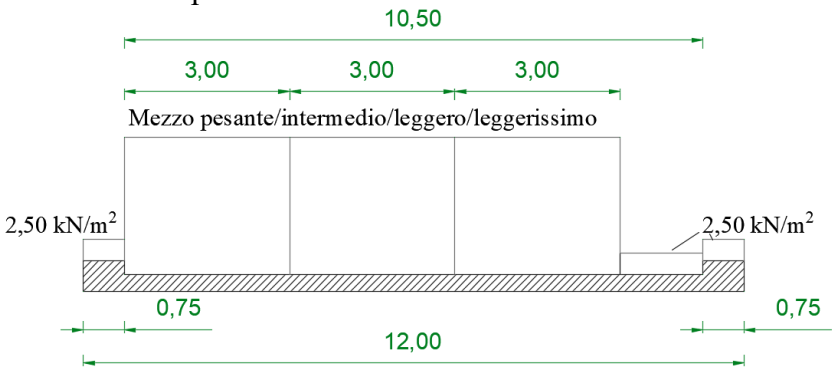


Figura 3.5. *Disposizione trasversale dei carichi da Codice della Strada sull'impalcato di 12.00 m, considerando la folla nella zona rimanente.*

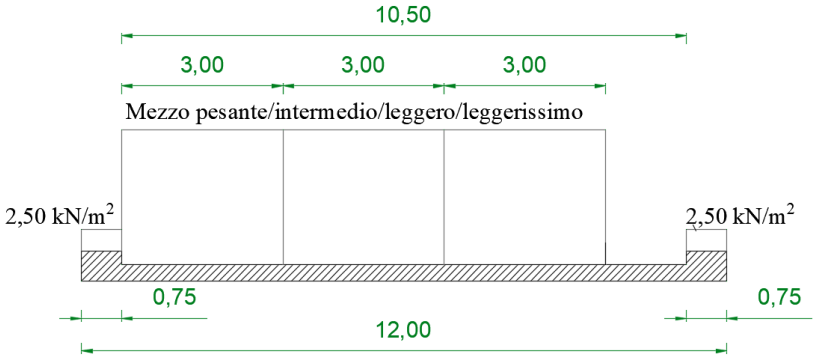


Figura 3.6. *Disposizione trasversale dei carichi da Codice della Strada sull'impalcato di 12.00 m, non considerando la folla nella zona rimanente.*

Considerando gli schemi di carico precedentemente descritti, si riportano i risultati come rapporto tra le sollecitazioni definite dai carichi delle linee guida e le sollecitazioni massime ottenute tramite le NTC 2018.

Momento massimo in campata

Tabella 3.9. *Valori del rapporto tra i momenti massimi degli schemi da Codice della Strada e i momenti massimi delle NTC 2018.*

Luce (m)	$M_{pesante}/M_{Max2018}$	$M_{inter.}/M_{Max2018}$	$M_{leggero}/M_{Max2018}$	$M_{leggeris.}/M_{Max2018}$	**senza coefficiente dinamico e folla**			
					$M_{pesante}/M_{Max2018}$	$M_{inter.}/M_{Max2018}$	$M_{leggero}/M_{Max2018}$	$M_{leggeris.}/M_{Max2018}$
10	0.938	0.648	0.271	0.150	0.664	0.457	0.187	0.101
20	1.084	0.769	0.370	0.231	0.803	0.567	0.267	0.162
30	1.174	0.869	0.447	0.286	0.907	0.667	0.335	0.208
40	1.219	0.928	0.495	0.304	0.992	0.750	0.389	0.244

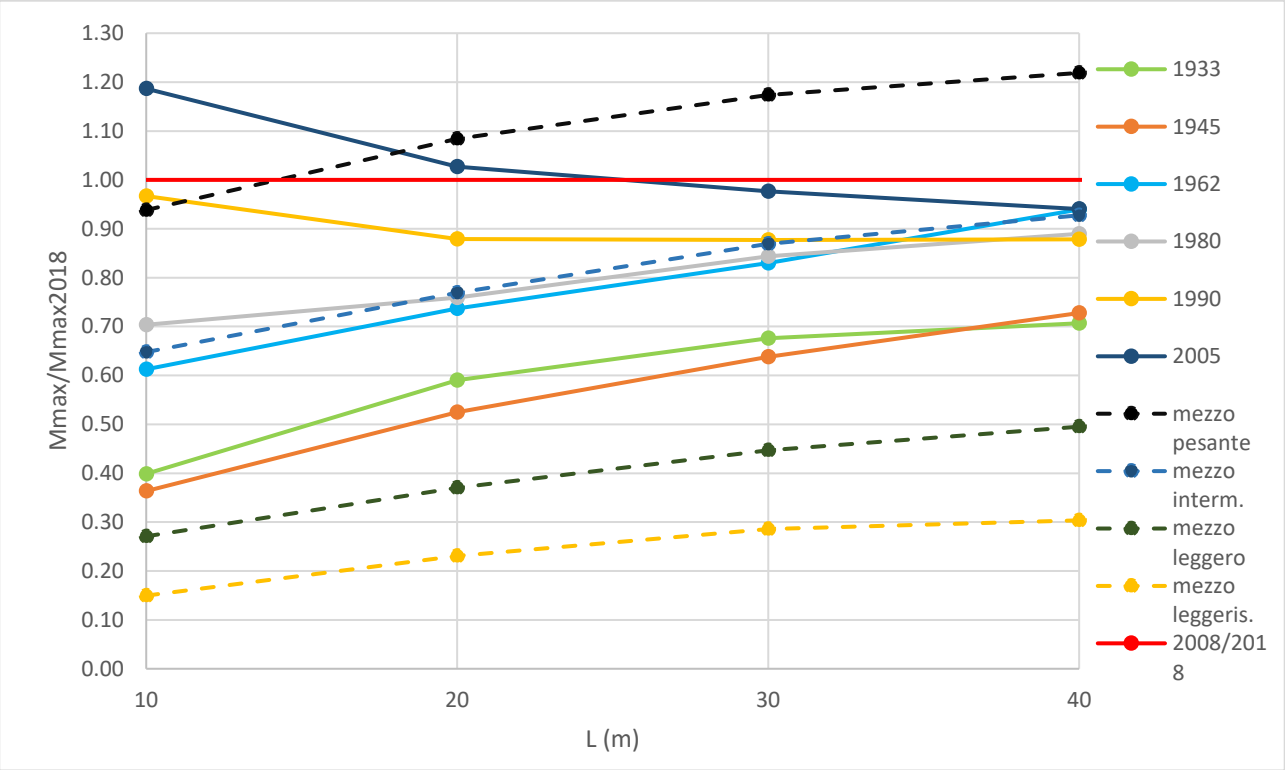


Grafico 3.41. *Rappresentazione dei risultati dei momenti degli schemi da Codice della Strada, considerando il coefficiente dinamico e la folla nella zona rimanente.*

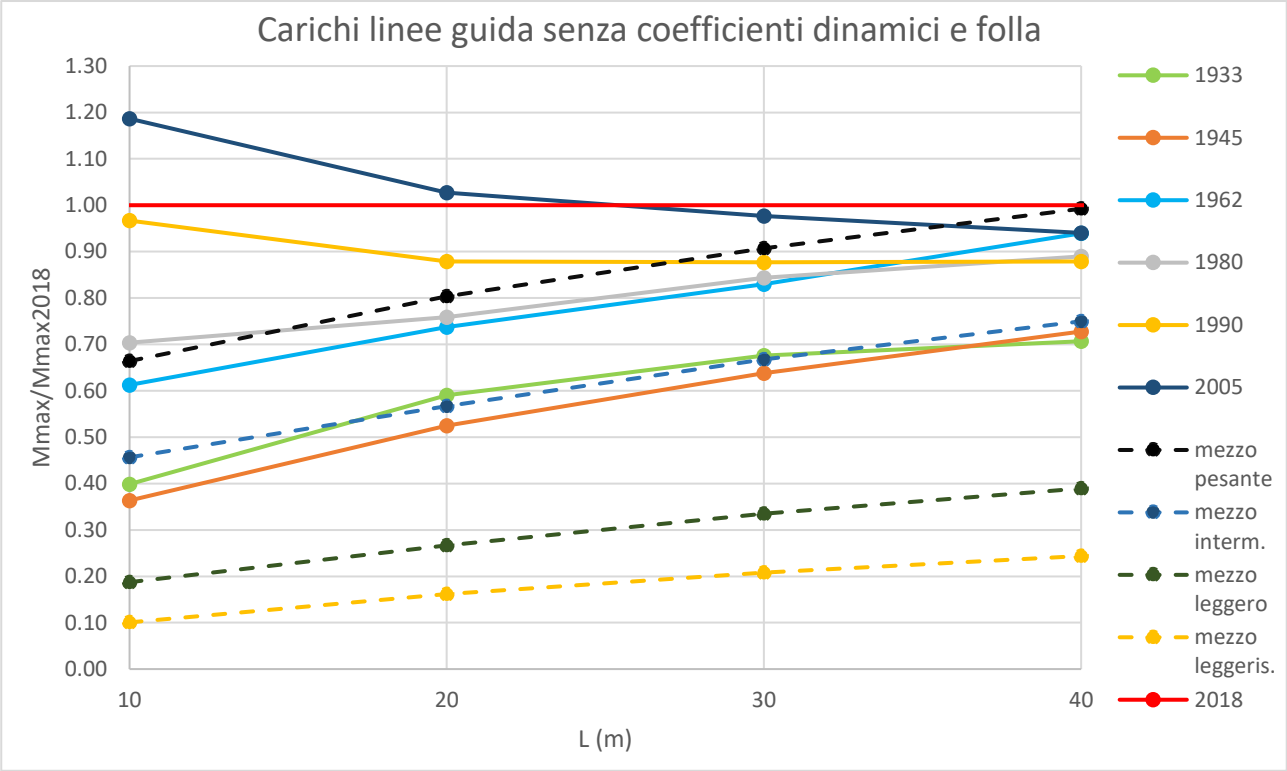


Grafico 3.42. *Rappresentazione dei risultati dei momenti degli schemi da Codice della Strada, non considerando il coefficiente dinamico e la folla nella zona rimanente.*

Considerando i coefficienti dinamici e la folla, sull'impalcato di 12,00 metri si ottiene che il rapporto dei momenti dei "mezzi pesanti" è superiore all'unità per le travi di 20, 30 e 40 m, mentre per le travi di 10 m si ottiene un valore inferiore ad 1 e ai risultati ottenuti dalle normative del 1990 e 2005. Quindi si nota che la condizione di transitabilità dei "mezzi pesanti" non è verificata per le travi di 20, 30 e 40 m, mentre è verificata per le travi di 10 m progettate secondo le norme del 1990 e successive. Invece riguardo i "mezzi leggeri" e "leggerissimi" si hanno gli stessi risultati della singola corsia e quindi la loro transitabilità è sempre verificata. Per i "mezzi intermedi" si ottengono valori del rapporto leggermente superiori a quelli ottenuti con le norme del 1962 e 1980. Mentre, se non vengono considerati i coefficienti dinamici e la folla, si ottiene che il rapporto dei momenti dei "mezzi pesanti" raggiungono l'unità solo per le travi di 40 m e hanno un andamento simile alla norma del 1962, invece per i "mezzi intermedi" si ottiene che hanno un andamento simile alle norme del 1933 e del 1945, e i "mezzi leggeri" e "leggerissimi" risultano avere i valori più piccoli di tutte le norme.

<u>Taglio massimo in appoggio</u>

Tabella 3.10. *Valori del rapporto tra i tagli massimi degli schemi da Codice della Strada e i tagli delle NTC 2018.*

Luce (m)	$V_{pesante}/V_{Max2018}$	$V_{inter.}/V_{Max2018}$	$V_{leggero}/V_{Max2018}$	$V_{leggeris.}/V_{Max2018}$	senza coefficiente dinamico e folla			
					$V_{pesante}/V_{Max2018}$	$V_{inter.}/V_{Max2018}$	$V_{leggero}/V_{Max2018}$	$V_{leggeris.}/V_{Max2018}$
10	1.014	0.756	0.336	0.142	0.718	0.534	0.234	0.095
20	1.197	0.889	0.439	0.226	0.889	0.657	0.319	0.158
30	1.292	0.979	0.509	0.282	1.000	0.754	0.384	0.205
40	1.328	1.023	0.549	0.301	1.083	0.830	0.434	0.242

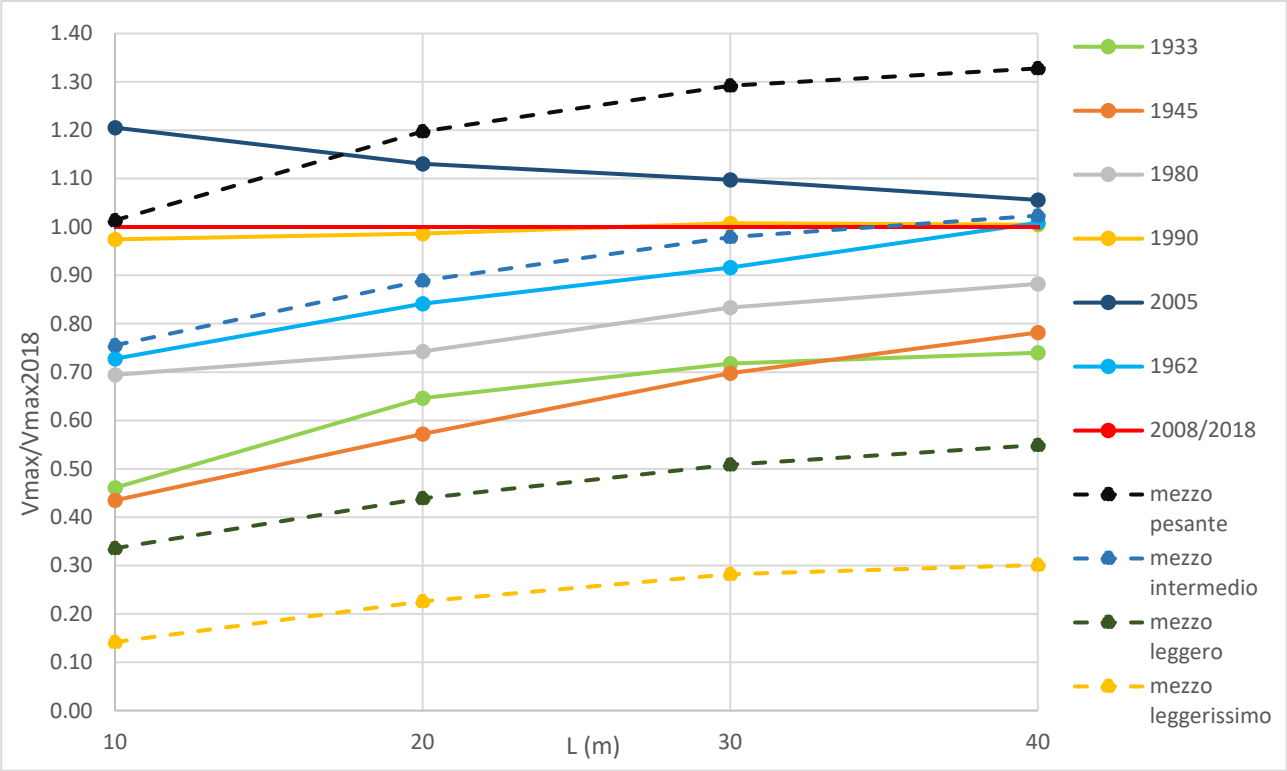


Grafico 3.43. *Rappresentazione dei risultati dei tagli degli schemi da Codice della Strada, considerando il coefficiente dinamico e la folla nella zona rimanente.*

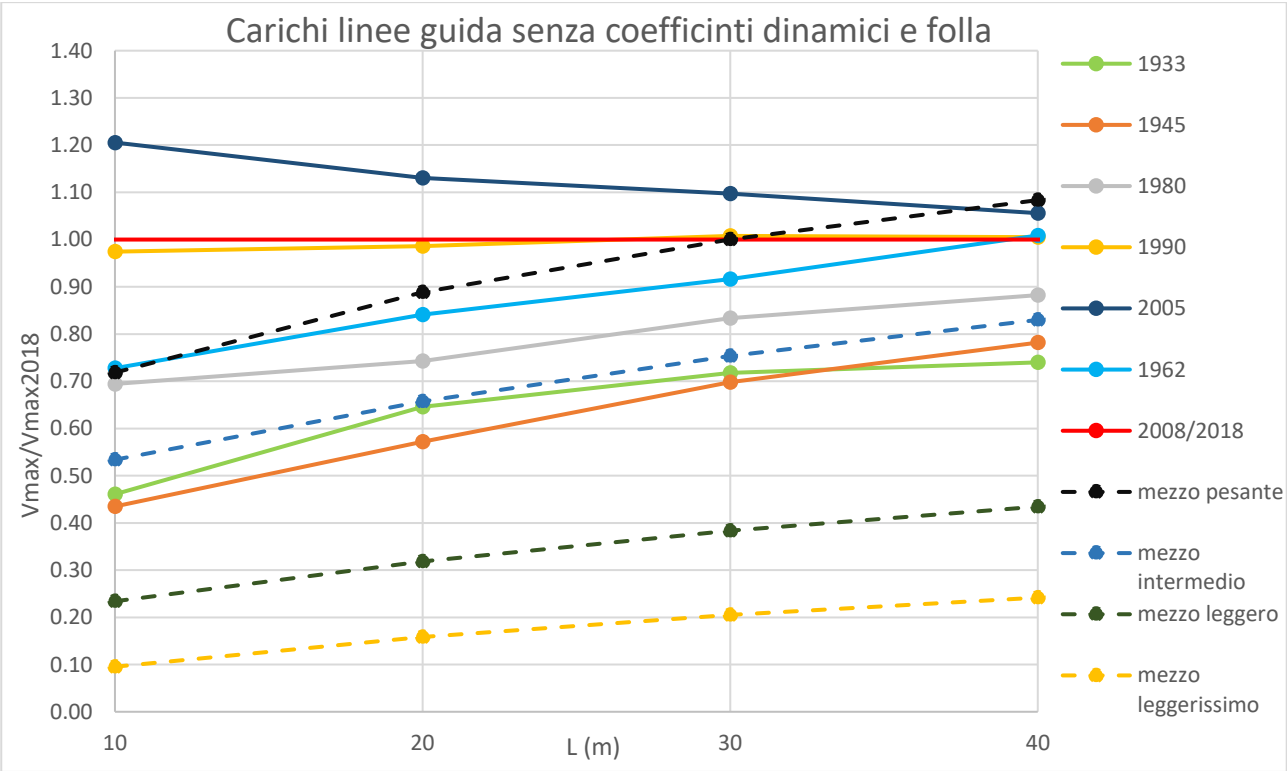


Grafico 3.44. *Rappresentazione dei risultati dei tagli degli schemi da Codice della Strada, non considerando il coefficiente dinamico e la folla nella zona rimanente.*

Anche per i tagli, considerando i coefficienti dinamici e la folla, a differenza dei risultati ottenuti dalla singola corsia, si ottengono valori del rapporto sempre superiore all'unità per i "mezzi pesanti", mentre per i "mezzi intermedi" si ottengono dei valori superiori a quelli ottenuti dalle normative del 1962 e 1980. Invece per i "mezzi leggeri" e "leggerissimi" risultano valori inferiori rispetto a tutti quelli ottenuti con le normative.
Invece se non vengono considerati i coefficienti dinamici e la folla, si ottiene che il rapporto dei tagli per i "mezzi pesanti" risulta superiore all'unità solo per le travi di 40 m, mentre per i "mezzi intermedi" si ottiene un andamento leggermente superiore alle norme del 1945 e 1933.

3.1.6. Conclusioni trave appoggiata.

Per la trave appoggiata si è ottenuto che, per i carichi mobili delle normative del 2005 e del 1990 risultano sollecitazioni molto simili a quelle della norma vigente, mentre si ottengono sollecitazioni più piccole per le norme del 1962 e 1980, che però all'aumentare della luce tendono ai valori attuali. Molta attenzione deve essere posta agli impalcati progettati secondo le norme del 1933 e 1945, perché si ottengono sollecitazioni molto più piccole. Una particolarità importante è che per i tagli si ottengono delle variazioni superiori in mezzeria rispetto all'appoggio, quindi in sede di verifica è importante controllare anche i tagli in questa sezione.
Considerando invece, i carichi delle Linee Guida si ottiene che, sia considerando i coefficienti dinamici e la folla o non considerandoli, in entrambe i casi le sollecitazioni derivanti dai "mezzi leggeri" e "mezzi leggerissimi" risultano inferiori di quelle ricavate da tutte le norme, e quindi la transitabilità di questi mezzi è garantita per tutti i ponti.
Inoltre considerando la singola corsia, i "mezzi pesanti" e i "mezzi intermedi", in entrambi casi, forniscono sollecitazioni superiori solo alla norma del 1945, e quindi forniscono una riduzione rispetto agli schemi della norma attuale. Mentre per l'impalcato di 12,00 m si ottiene che, considerando i coefficienti dinamici e la folla, i "mezzi intermedi" hanno un andamento simile alla norma del 1962, e i "mezzi pesanti" sono superiori anche alla norma attuale; invece, non considerandoli, i "mezzi intermedi hanno un andamento simile alla norma del 1945 e i "mezzi pesanti" hanno un andamento leggermente superiore alla norma del 1962.

3.2. Trave continua

3.2.1. Confronto tra gli schemi di carico applicati alla singola corsia di carico.

Come fatto per le travi appoggiate, è stato condotto lo stesso studio con delle travi continue a tre campate. Sono state considerate le luci della campata centrale pari a 10, 20, 30 e 40 m e sono state considerate le campate laterali con luci pari all'80% di quelle centrali e quindi rispettivamente di 8, 16, 24 e 32 m. Il confronto è stato effettuato considerando il massimo momento in campata centrale e laterale, il minimo momento in appoggio e il massimo taglio nella campata centrale. I coefficienti dinamici delle norme del 2005, 1990 e 1962 sono quelli della campata laterale, essendo massimi, dato che la loro differenza con quelli della campata centrale è trascurabile. I coefficienti applicati sono:

Tabella 3.11. *Coefficienti dinamici.*

Schemi longitudinali		Φ								
		Nor. 1933	Circ. 1945		Circ. 1962	DM 1980		DM 1990	DM 2005	DM 2008/2018
			L=a	L=b	L=a	L=a	L=b	L=a	L=a	
trave continua 8-10-8 m	minimo momento appoggio	1.25	1.33	1.32	1.35	1.29*		1.40	1.40	1.00
	massimo momento campata laterale		1.33	-		1.35	-			
	massimo momento campata centrale		-	1.32		-	1.34			
	massimo taglio		1.33	1.32		-	1.34			
trave continua 16-20-16 m	minimo momento appoggio		1.29	1.27	1.30	1.18*		1.36	1.36	
	massimo momento campata laterale		1.29	-		1.30	-			
	massimo momento campata centrale		-	1.27		-	1.28			
	massimo taglio		1.29	1.27		-	1.28			
trave continua 24-30-24 m	minimo momento appoggio		1.25	1.23	1.26	1.07*		1.31	1.31	
	massimo momento campata laterale		1.25	-		1.26	-			
	massimo momento campata centrale		-	1.23		-	1.22			
	massimo taglio		1.25	1.23		-	1.22			
trave continua 32-40-32 m	minimo momento appoggio		1.22	1.20	1.21	1*		1.25	1.25	
	massimo momento campata laterale		1.22	-		1.21	-			
	massimo momento campata centrale		-	1.20		-	1.16			
	massimo taglio		1.22	1.20		-	1.16			
L=a : luce campata laterale; L=b: luce campata centrale;*L= luce campata laterale +centrale										

I risultati ottenuti sono:

Momento massimo nella campata centrale

Tabella 3.12. *Momenti massimi nella campata centrale ottenuti per ciascuna normativa.*

Momento massimo campata centrale							
Luce campata centrale (m)	*Nor. 1933*	*Circ.1945*	*Circ. 1962*	*DM 1980*	*DM 1990*	*DM 2005*	*DM 2008/2018*
	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)
10	507.59	299.00	731.66	757.37	1021.33	1185.80	1039.37
20	1818.23	746.26	1884.92	1952.02	2369.34	2593.27	2614.65
30	3550.75	1570.09	3282.40	3517.89	4010.48	4192.84	4576.59
40	5368.68	2699.80	5606.36	5390.62	6006.00	6131.99	6921.42

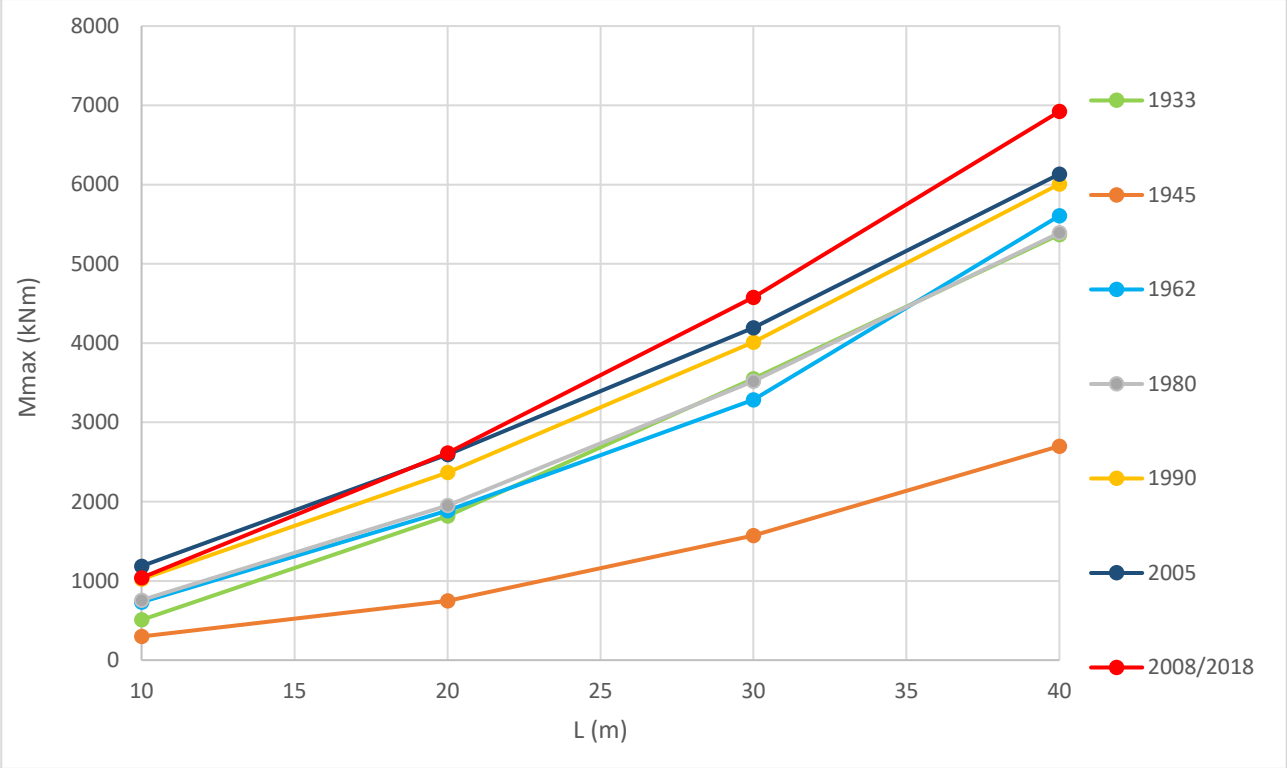


Grafico 3.45. *Rappresentazione dei risultati dei momenti massimi della campata centrale.*

I risultati che otteniamo sono molto simili rispetto a quelli ricavati nella trave in semplice appoggio. Infatti anche in questo caso i momenti massimi ottenuti dalla normativa del 2005 risultano superiori rispetto agli altri nelle campate di 10 metri, inoltre si nota anche che c'è un salto tra le sollecitazioni del 1945 e tutte le altre norme. Invece per quanto riguarda le normative del 1962 e del 1980 si hanno dei valori inferiori del momento, rispetto alle normative successive, diversamente da quello che avviene nella trave semplicemente appoggiata in cui i valori tendono ad essere più simili tra loro.

Momento massimo in campata laterale

Tabella 3.13. *Momenti massimi nella campata laterale ottenuti per ciascuna normativa.*

Massimo momento campata laterale							
Luce campata laterale (m)	*Nor. 1933*	*Circ.1945*	*Circ. 1962*	*DM 1980*	*DM 1990*	*DM 2005*	*DM 2008/2018*
	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)
8	472.92	295.09	692.28	829.54	991.46	1189.55	1013.90
16	1642.88	719.91	1844.37	2093.44	2371.33	2591.09	2555.72
24	3353.68	1512.80	3200.85	3738.61	3905.09	4098.32	4446.87
32	5192.34	2590.47	5287.26	5706.86	5788.84	5932.04	6714.73

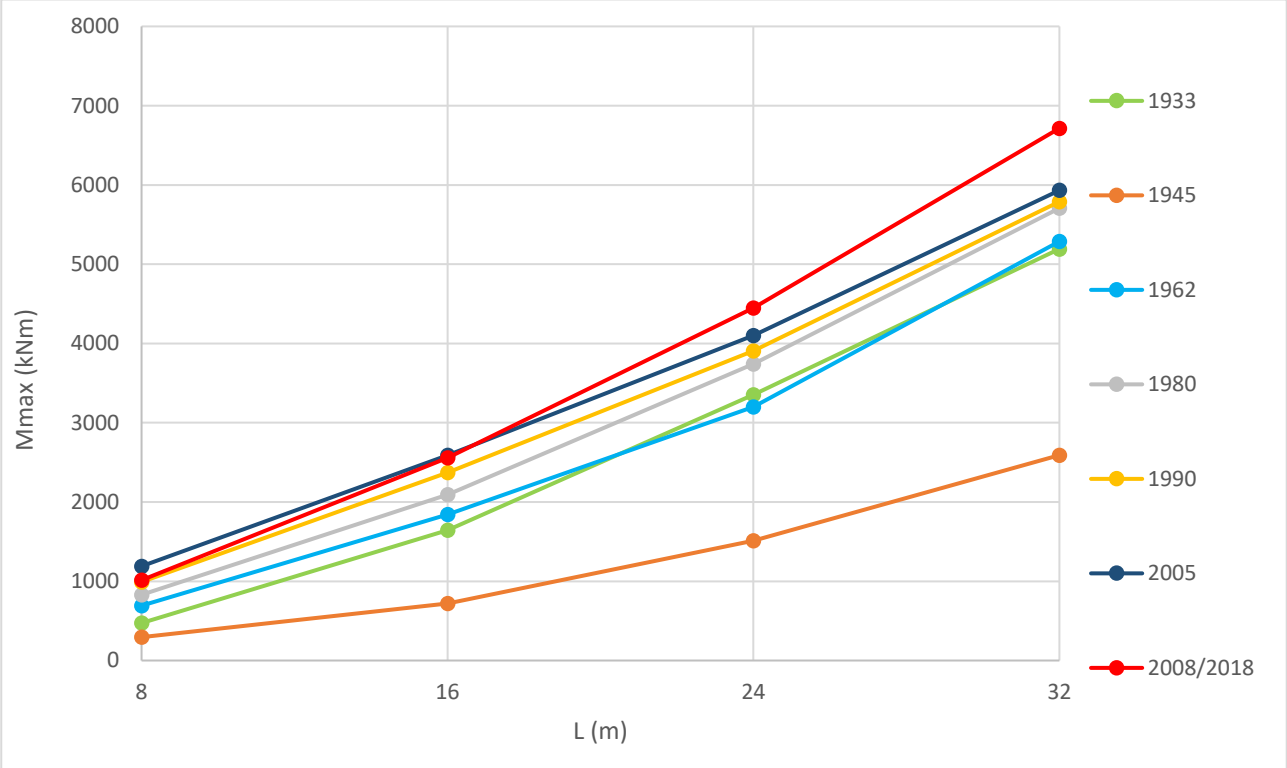


Grafico 3.46. *Rappresentazione dei risultati dei momenti massimi della campata laterale.*

Come si nota dal grafico l'andamento dei momenti è simile rispetto a quelli della campata centrale. Una differenza è che i momenti derivanti dal D.M. 1980 tendono a quelli delle norme successive distaccandosi da quelli ottenuti dalla norma del 1962.

Momento minimo in appoggio

Tabella 3.14. *Momenti minimi in appoggio ottenuti per ciascuna normativa.*

Momento minimo appoggio							
Luce campata centrale (m)	*Nor. 1933*	*Circ.1945*	*Circ. 1962*	*DM 1980*	*DM 1990*	*DM 2005*	*DM 2008/2018*
	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)
10	-650.14	-258.13	-631.76	-670.32	-751.70	-794.23	-759.24
20	-1432.50	-948.12	-1950.44	-1988.90	-2074.79	-2102.20	-2045.10
30	-2534.12	-2047.04	-4340.14	-3392.52	-3876.15	-3773.42	-3827.19
40	-3621.72	-3536.98	-7331.13	-5062.03	-6233.90	-5992.55	-6109.49

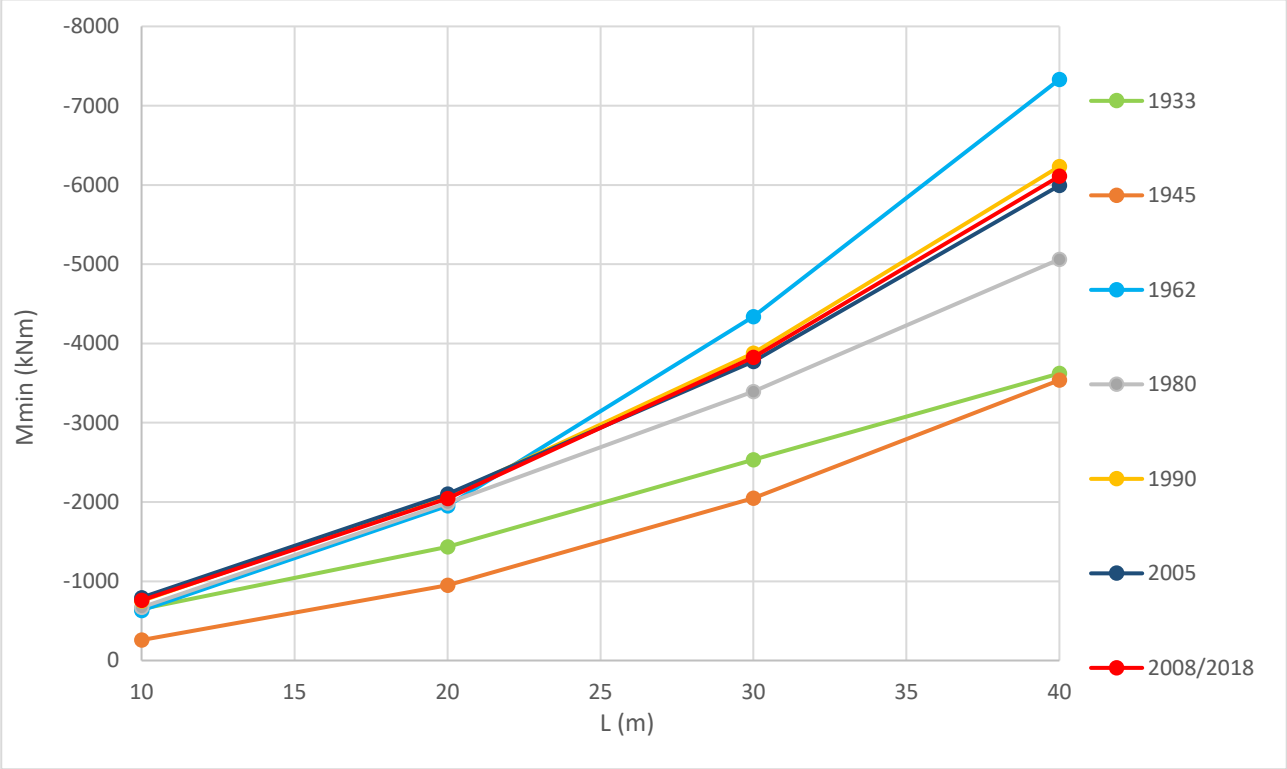


Grafico 3.47. *Rappresentazione dei risultati dei momenti minimi in appoggio.*

In appoggio invece, si ottiene che i momenti più grandi vengono ricavati applicando i carichi mobili della normativa del 1962, per le travi con campate più lunghe, mentre quelli derivanti dal D.M. 1990, D.M. 2005 e D.M. 2008/2018 hanno dei valori molto simili tra di loro. Anche in appoggio si ottengono sollecitazioni molto più piccole applicando i carichi relativi alle normative antecedenti gli anni ’50.

Taglio massimo in appoggio della campata centrale

Tabella 3.15. *Tagli massimi nella campata centrale ottenuti per ciascuna normativa.*

Taglio massimo campata centrale							
Luce campata centrale (m)	*Nor. 1933*	*Circ.1945*	*Circ. 1962*	*DM 1980*	*DM 1990*	*DM 2005*	*DM 2008/2018*
	V_{max} (kN)	V_{max} (kN)	V_{max} (kN)	V_{max} (kN)	V_{max} (kN)	V_{max} (kN)	V_{max} (kN)
10	437.92	212.19	589.56	531.40	721.69	807.70	723.87
20	717.94	325.86	756.00	689.09	891.55	961.62	883.99
30	872.24	446.62	937.75	828.99	1060.21	1086.08	1036.76
40	947.36	565.87	1165.30	949.45	1216.92	1225.00	1187.19

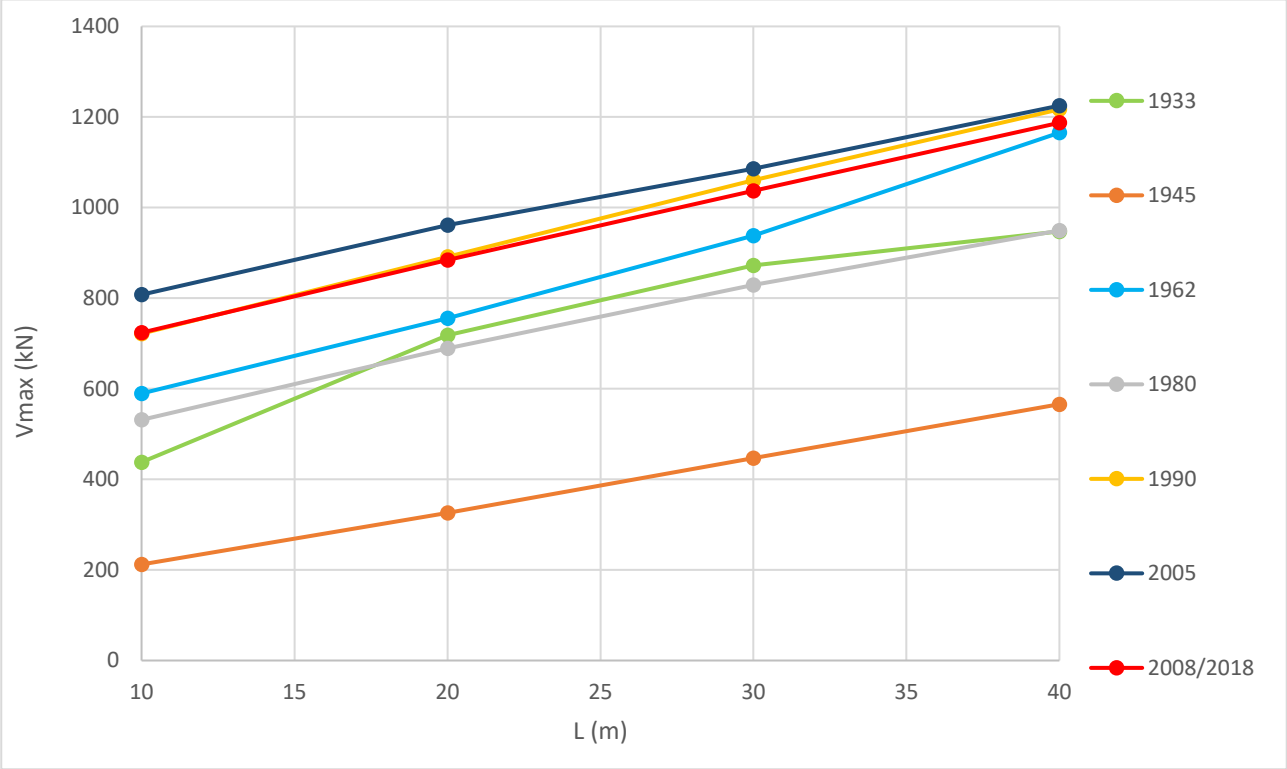


Grafico 3.48. *Rappresentazione dei risultati dei tagli massimi della campata centrale.*

I tagli che risultano nella campata centrale, hanno un andamento per cui, quelli ricavati per le norme del 1990, 2005 e 2018 sono simili tra loro e quelli definiti dalle NTC 2005 risultano i massimi. Inoltre si ottengono dei tagli leggermente inferiori per la Circolare del 1962, mentre c'è una grande differenza rispetto i tagli della Circolare del 1945.

3.2.2. Applicazione dei carichi mobili ad un impalcato di 12 m.

La stessa cosa è stata fatta applicando i carichi ad un impalcato di 12,00 m. I risultati sono stati riportati come rapporto tra le sollecitazioni, delle varie normative, e quelle derivanti dalla norma attuale.

Momento massimo nella campata centrale

Tabella 3.16. *Valori del rapporto tra i momenti massimi della campata centrale.*

Momento massimo campata centrale						
Luce campata centrale (m)	$M_{Max1933}/M_{Max2018}$	$M_{Max1945}/M_{Max2018}$	$M_{Max1962}/M_{Max2018}$	$M_{Max1980}/M_{Max2018}$	$M_{Max1990}/M_{Max2018}$	$M_{Max2005}/M_{Max2018}$
10	0.377	0.356	0.609	0.639	0.952	1.195
20	0.496	0.480	0.710	0.684	0.904	1.065
30	0.633	0.583	0.783	0.765	0.892	0.994
40	0.676	0.667	0.889	0.815	0.896	0.956

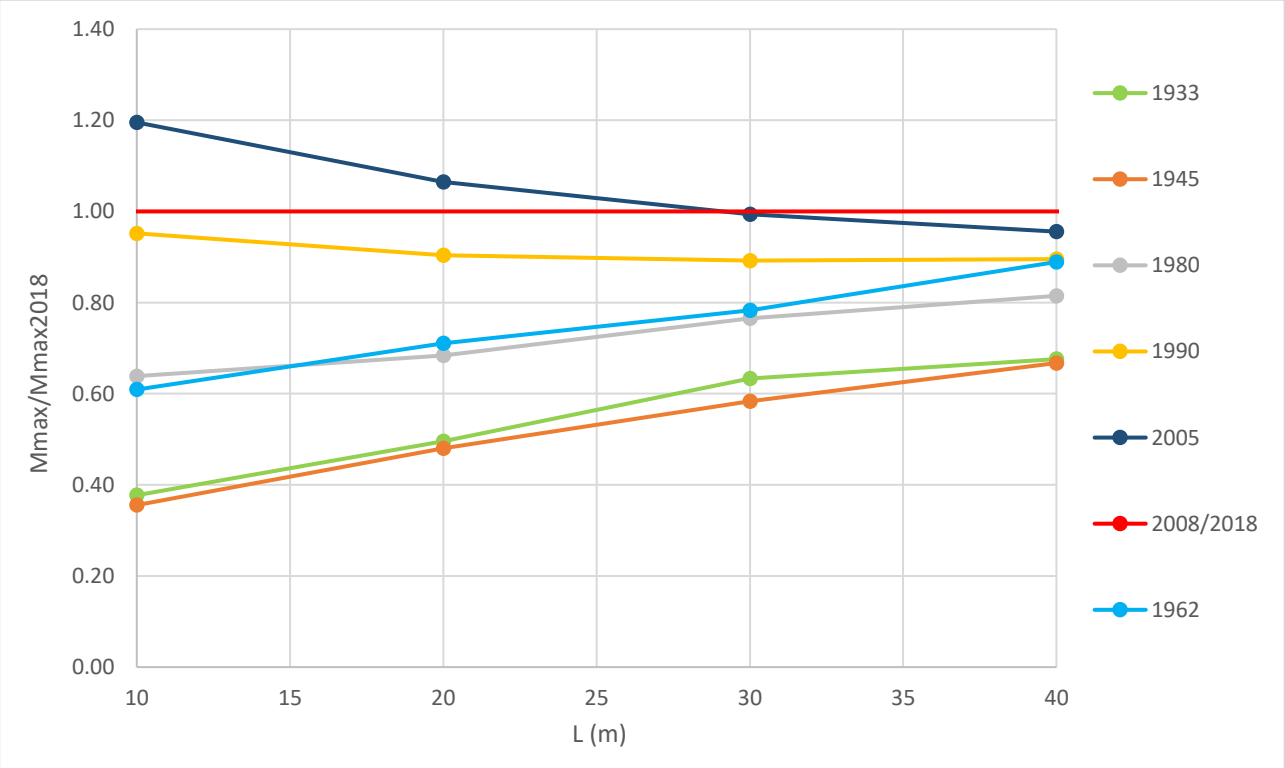


Grafico 3.49. *Rappresentazione dei risultati dei momenti massimi della campata centrale per l'impalcato di 12.00m.*

Dal grafico si nota che l'andamento dei momenti, nella campata centrale, è molto simile rispetto a quelli della trave semplicemente appoggiata. Infatti si hanno valori del rapporto superiori all'unità per campate di 10 e 20 metri per la normativa del 2005 e valori tra 0,90 e 1,00 per la norma del 1990, invece quelli derivanti dalla Circolare 1962 e D.M.1980 risultano simili tra loro e si attestano su valori di 0,60 e 0,90. Per le norme del 1933 e 1945 si ottengono rapporti di 0,40 per le luci più corte e 0,70 per quelle più lunghe.

Momento massimo nella campata laterale.

Tabella 3.17. *Valori del rapporto tra i momenti massimi della campata laterale.*

Momento massimo campata laterale						
Luce campata laterale (m)	$M_{Max1933}/M_{Max2018}$	$M_{Max1945}/M_{Max2018}$	$M_{Max1962}/M_{Max2018}$	$M_{Max1980}/M_{Max2018}$	$M_{Max1990}/M_{Max2018}$	$M_{Max2005}/M_{Max2018}$
8	0.358	0.359	0.588	0.725	0.945	1.221
16	0.507	0.473	0.692	0.716	0.922	1.083
24	0.615	0.577	0.773	0.803	0.891	0.998
32	0.666	0.659	0.862	0.859	0.887	0.954

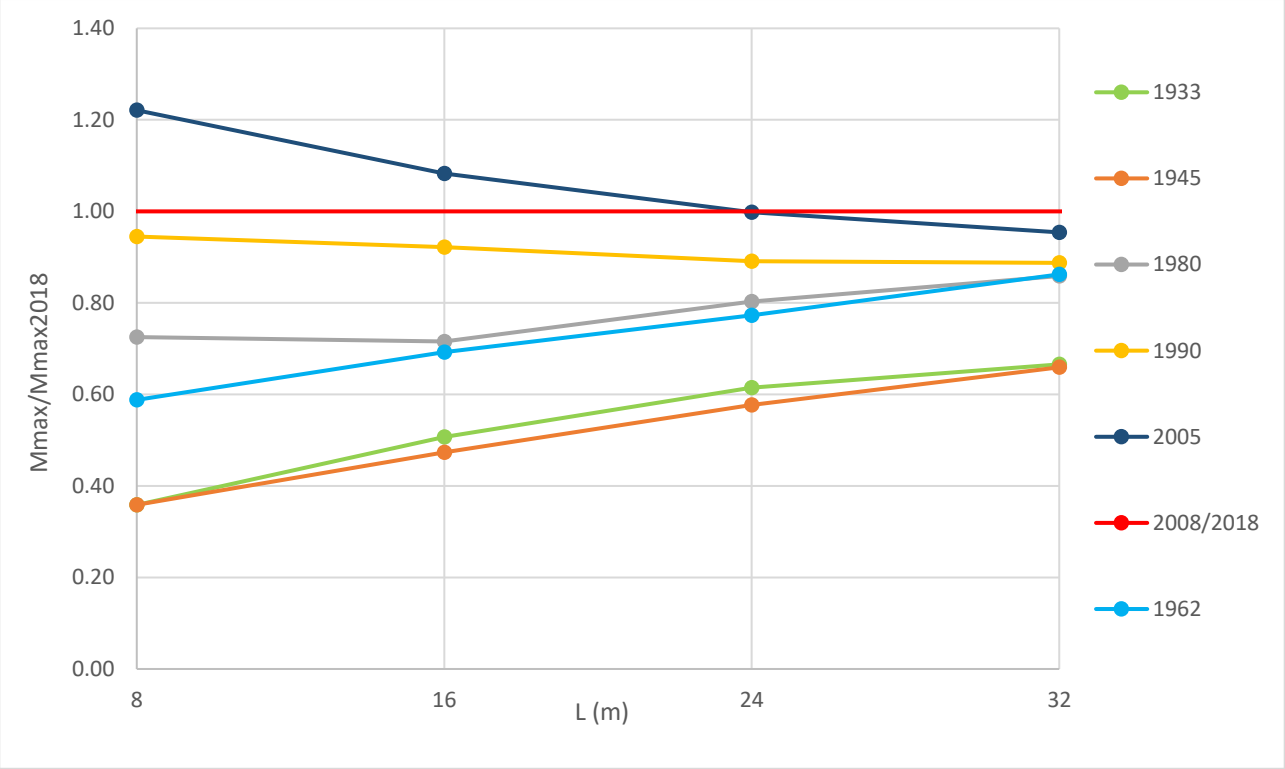


Grafico 3.50. *Rappresentazione dei risultati dei momenti massimi della campata laterale per l'impalcato di 12.00m.*

I rapporti dei momenti, nella campata laterale, risultano avere un andamento molto simile riguardo a quelli della campata centrale.

Momento minimo in appoggio

Tabella 3.18. *Valori del rapporto tra i momenti minimi in appoggio*

Momento minimo appoggio						
Luce campata centrale (m)	$M_{Max1933}/M_{Max2018}$	$M_{Max1945}/M_{Max2018}$	$M_{Max1962}/M_{Max2018}$	$M_{Max1980}/M_{Max2018}$	$M_{Max1990}/M_{Max2018}$	$M_{Max2005}/M_{Max2018}$
10	0.651	0.573	0.833	0.796	0.992	1.114
20	0.671	0.796	1.071	0.948	1.054	1.088
30	0.716	0.927	1.256	0.986	1.074	1.044
40	0.725	1.010	1.339	0.958	1.093	1.027

.

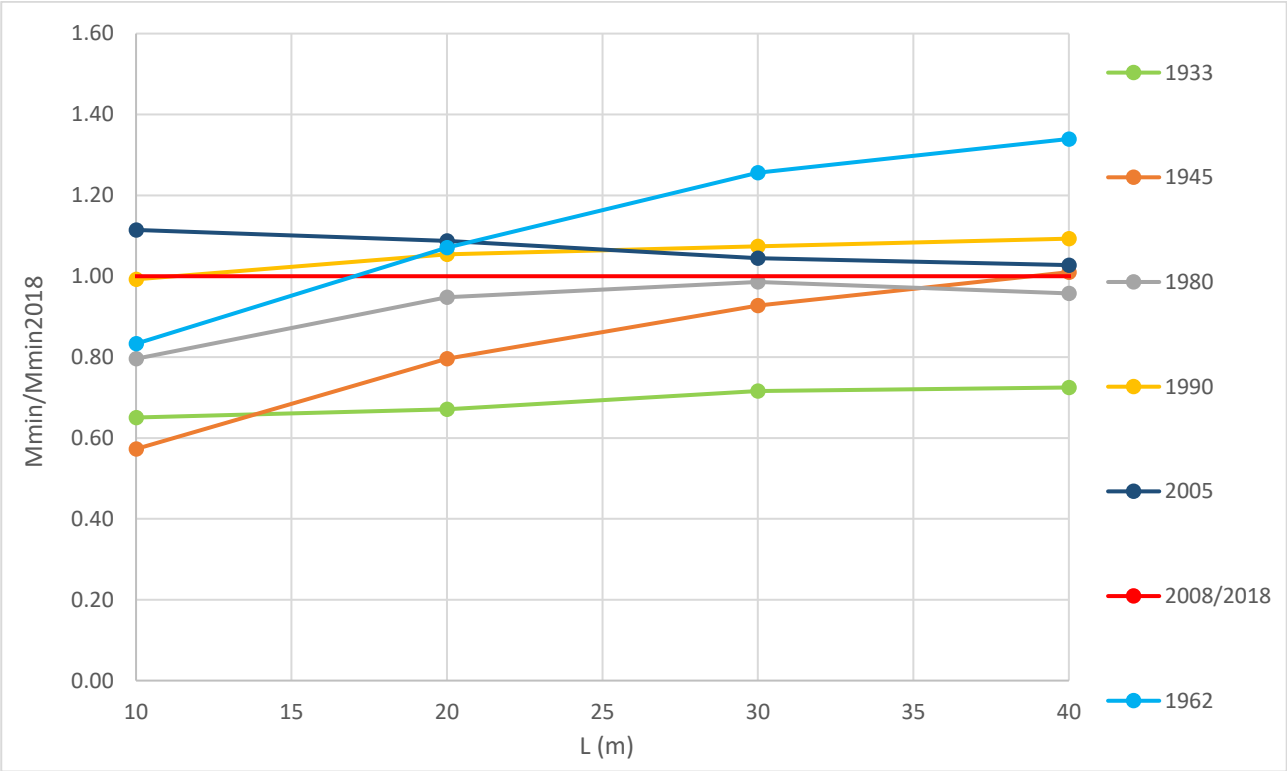


Grafico 3.51. *Rappresentazione dei risultati dei momenti minimi in appoggio per l'impalcato di 12.00m.*

In appoggio invece, sull'impalcato di 12,00 m, si ottengono valori superiori all'unità per le norme del 1962, 1990 e 2005, così come definito anche dai risultati delle singole corsie di carico. Invece, per la Circolare del 1945, si hanno dei rapporti che raggiungono l'unità all'aumentare della campata, diversamente da quello ricavato per singola corsia. Per la norma del 1980 si ottengono valori che si attestano tra 1,00 e 0,8, mentre per la Normale del 1933 intorno a 0,7.

Taglio massimo in appoggio della campata centrale

Tabella 3.19. *Valori del rapporto tra i tagli massimi della campata centrale.*

Taglio massimo campata centrale						
Luce campata centrale (m)	$V_{Max1933}/V_{Max2018}$	$V_{Max1945}/V_{Max2018}$	$V_{Max1962}/V_{Max2018}$	$V_{max1980}/V_{Max2018}$	$V_{Max1990}/V_{Max2018}$	$V_{Max2005}/V_{Max2018}$
10	0.468	0.450	0.729	0.647	0.974	1.179
20	0.650	0.617	0.875	0.717	1.011	1.139
30	0.723	0.730	0.943	0.800	1.045	1.099
40	0.746	0.814	1.081	0.841	1.060	1.073

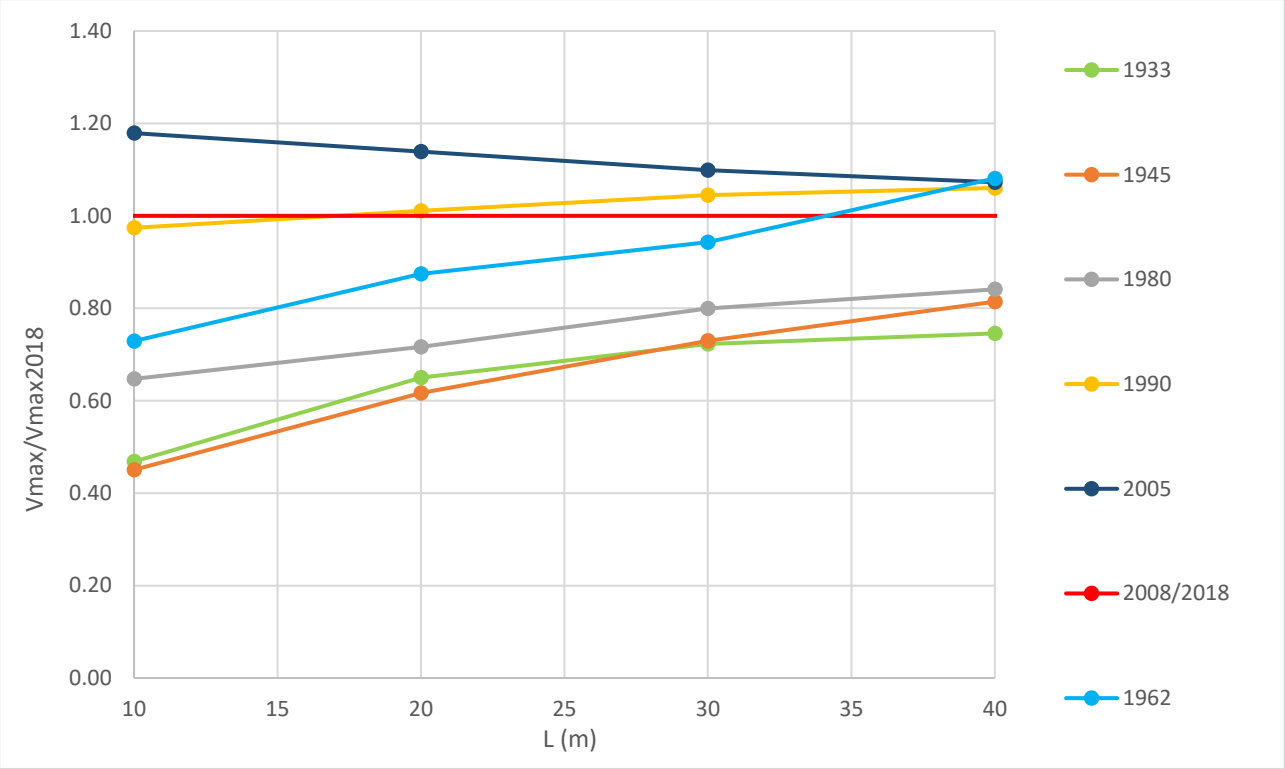


Grafico 3.52. *Rappresentazione dei risultati dei tagli massimi della campata centrale per l'impalcato di 12.00m.*

Per il taglio si ottengono valori superiori all'unità per la norma del 2005, per il D.M. 1990 per luci di 30 e 40 metri. Anche per la normativa del 1962 si ottengono rapporti che raggiungono l'unità e la superano all'aumentare della luce. Invece per la norma del 1980 si ottengono tagli che hanno un rapporto tra 0.65 e 0.85.

3.2.3. Confronto tra le forme dei diagrammi per l'impalcato di 12 m.

Per le travi continue il confronto tra i diagrammi è stato fatto solo per le norme del 1945, 1962, 2005 e 2018.

- **Trave continua 8-10-8 m.**

Momento

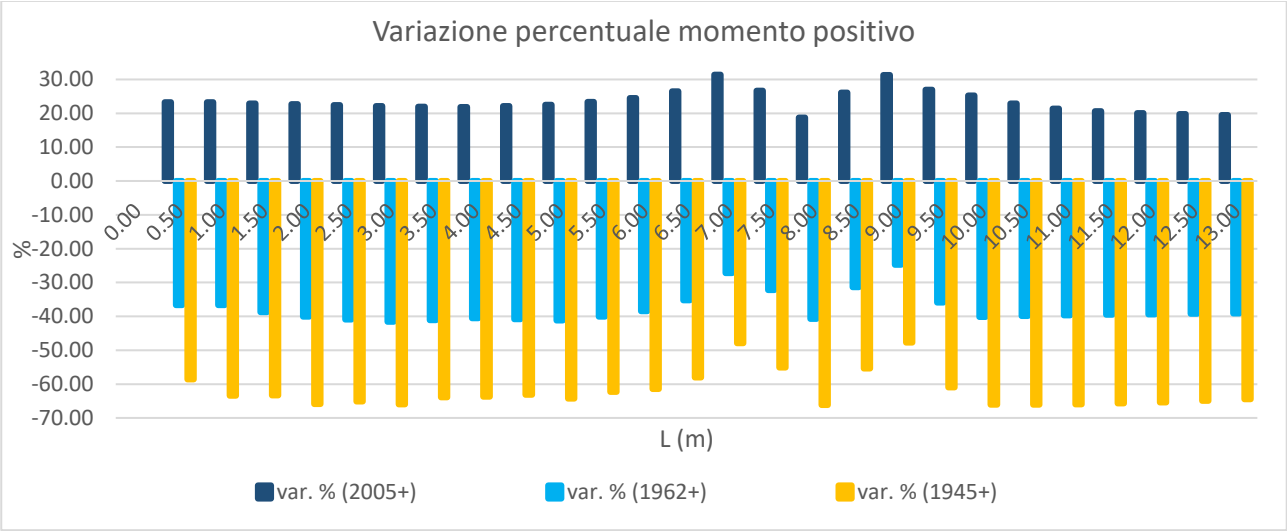


Grafico 3.53. *Variazione percentuale dei momenti positivi delle norme del 1945, 1962 e 2005.*

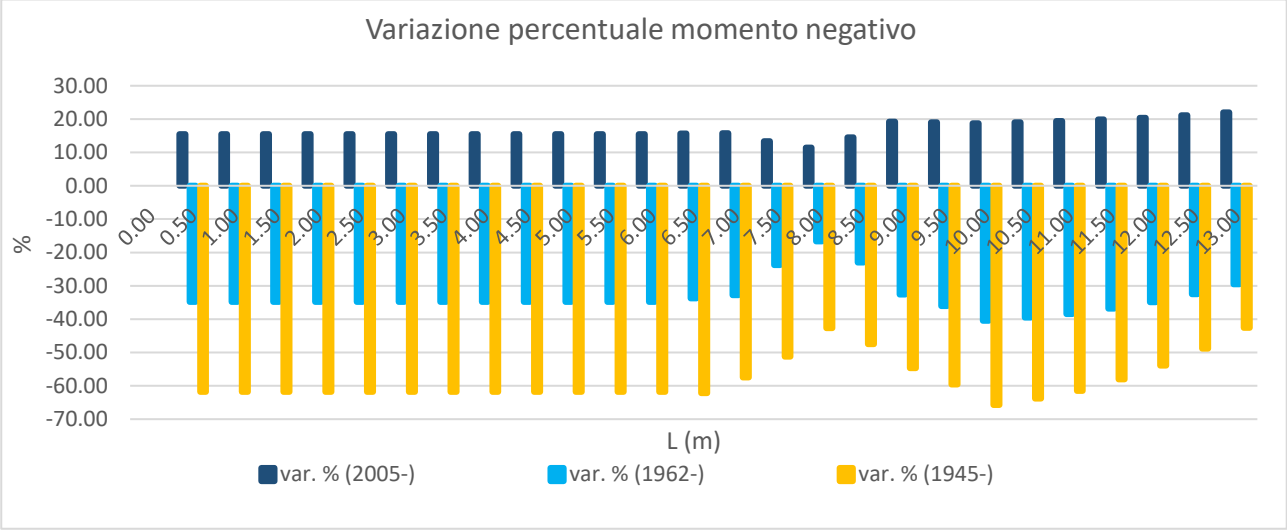


Grafico 3.54. *Variazione percentuale dei momenti negativi delle norme del 1945, 1962 e 2005.*

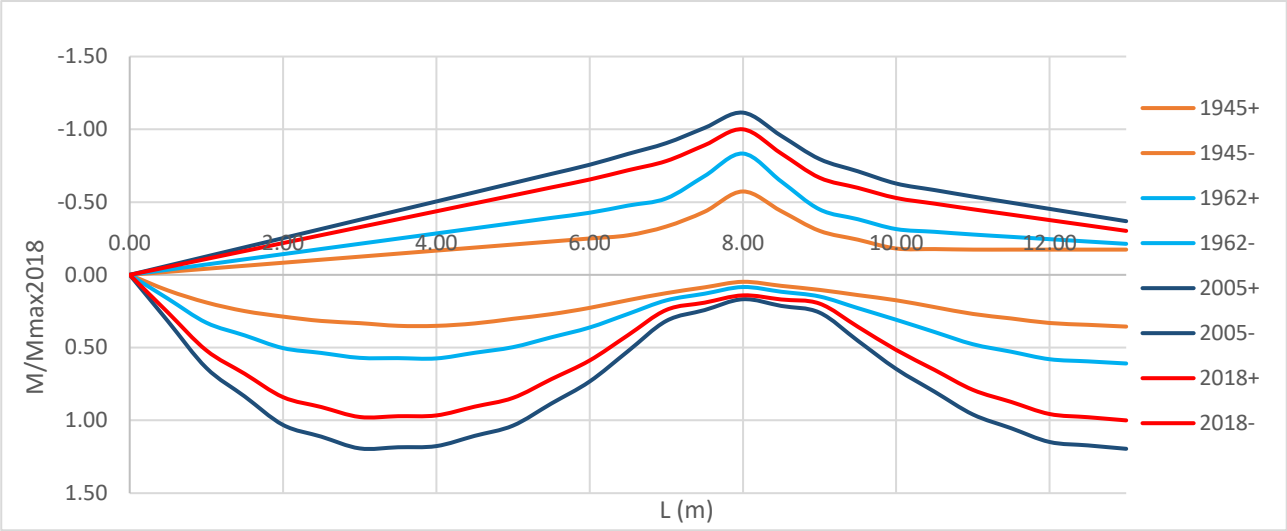


Grafico 3.55. *Diagrammi dei momenti normalizzati rispetto al momento massimo delle NTC 2018.*

Come si nota dai grafici si ottengono i momenti massimi positivi e negativi per la norma del 2005. Con la Circolare del 1962 si hanno momenti inferiori fino al 40 % per i momenti positivi, e del 20 % quelli in appoggio. Con la norma del 1945 si ottengono momenti sia positivi e negativi inferiori del 65 %, tranne in appoggio dove questa percentuale si riduce fino a circa il 40 %.

<u>Taglio</u>

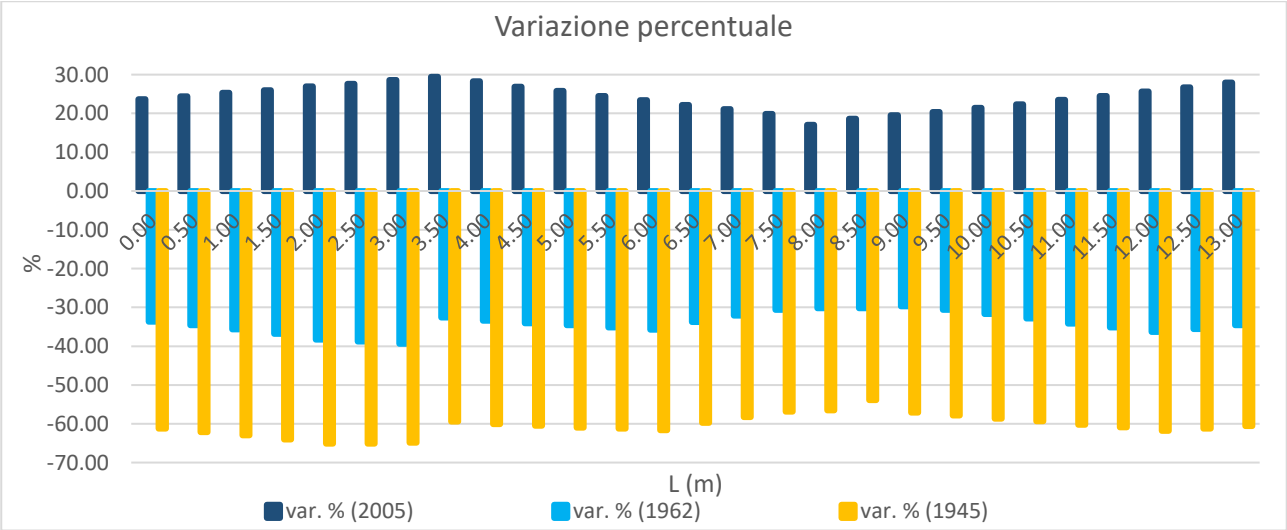


Grafico 3.56. *Variazione percentuale dei tagli delle norme del 1945, 1962 e 2005.*

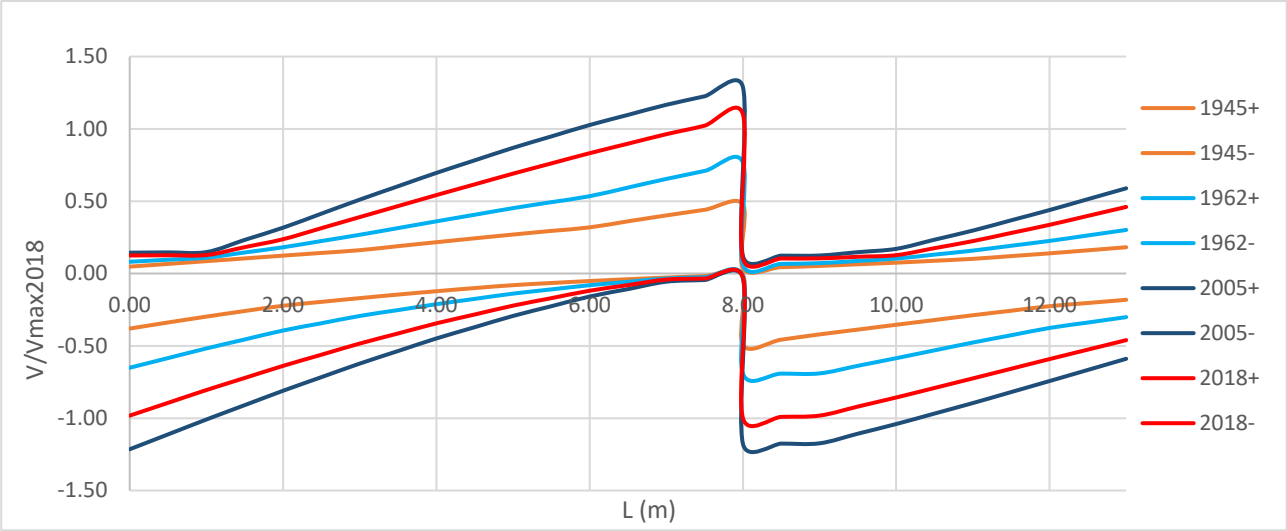


Grafico 3.57. *Diagrammi dei tagli normalizzati rispetto al taglio massimo delle NTC 2018.*

Si ottiene che i tagli massimi sono quelli derivanti dalla normativa del 2005 con differenze, rispetto alle NTC2018, fino al 30%. Applicando i carichi della Circolare del 1962 si ottengono delle azioni taglianti inferiori del 40% circa, mentre considerando i carichi della Circolare del 1945 risultano tagli inferiori del 65%.

- **Trave continua 16-20-16 m.**

<u>Momento</u>

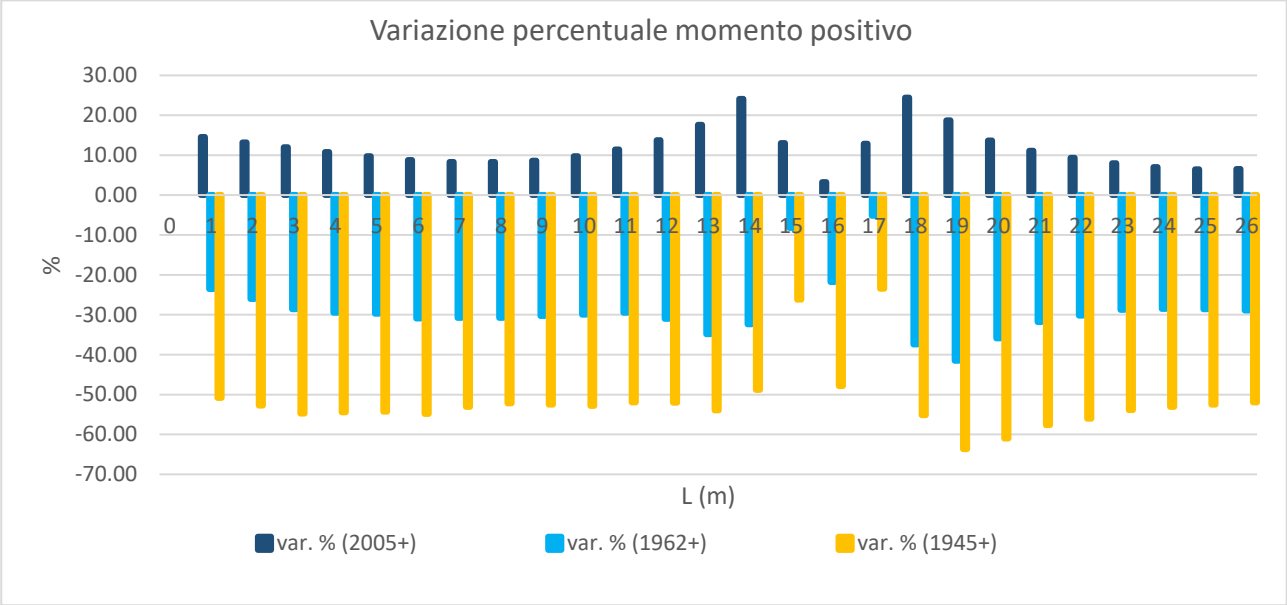


Grafico 3.58. *Variazione percentuale dei momenti positivi delle norme del 1945, 1962 e 2005.*

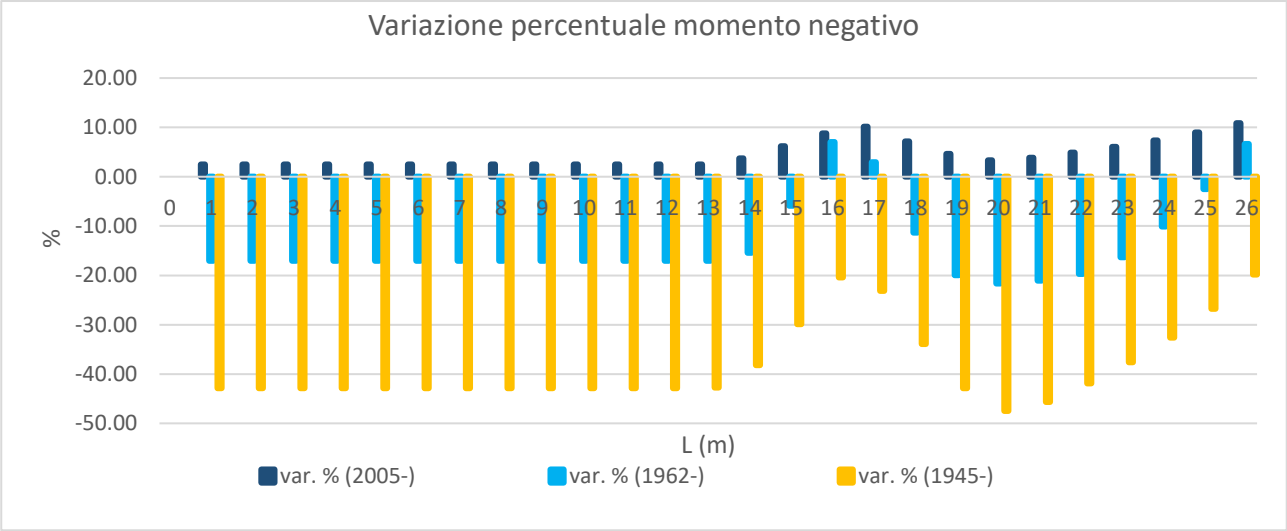


Grafico 3.59. *Variazione percentuale dei momenti negativi delle norme del 1945, 1962 e 2005.*

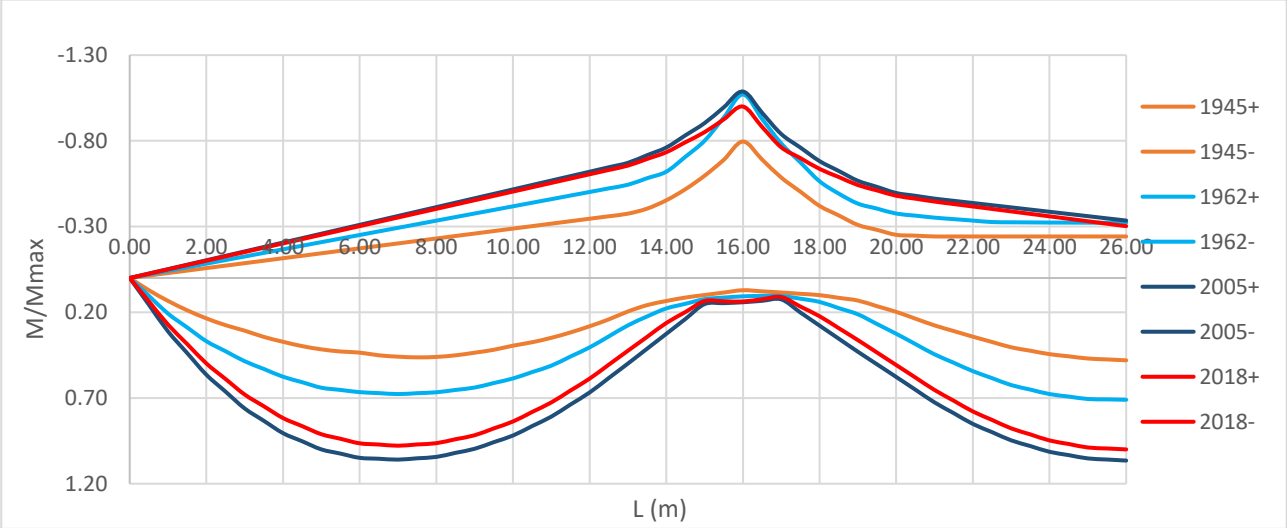


Grafico 3.60. *Diagrammi dei momenti normalizzati rispetto al momento massimo delle NTC 2018.*

Anche in questo caso i momenti, positivi e negativi, derivanti dalle NTC 2005 risultano i massimi. Applicando i carichi della norma del 1962 i momenti positivi sono inferiori del 30%, mentre i momenti negativi in appoggio risultano leggermente più grandi rispetto alla norma attuale. Invece la norma del 1945 fornisce dei momenti inferiori del 20 % in appoggio e del 50% in campata.

Taglio

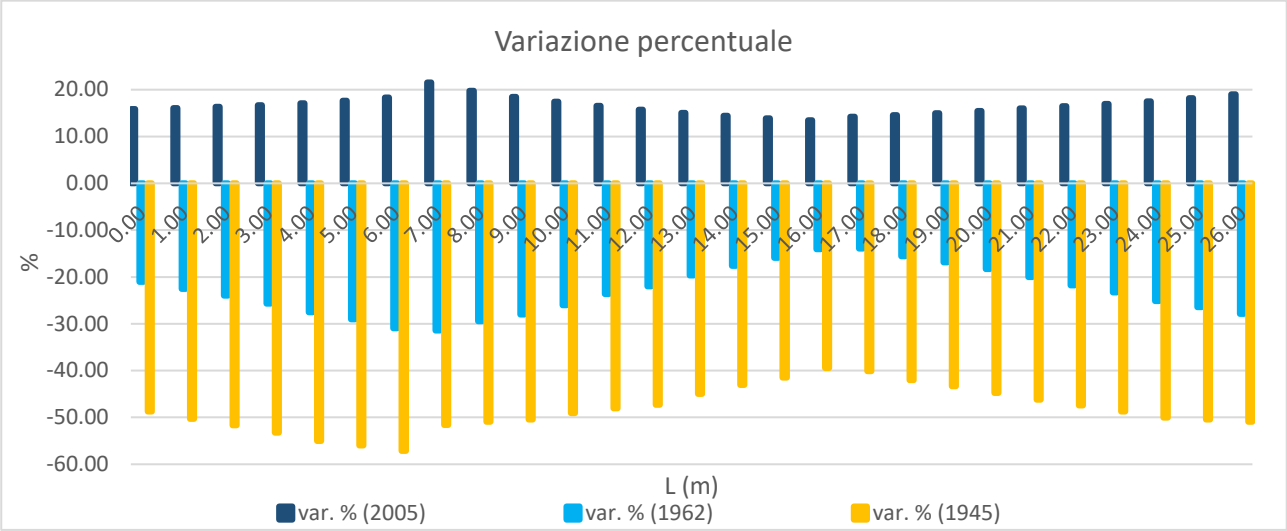


Grafico 3.61. *Variazione percentuale dei tagli delle norme del 1945, 1962 e 2005.*

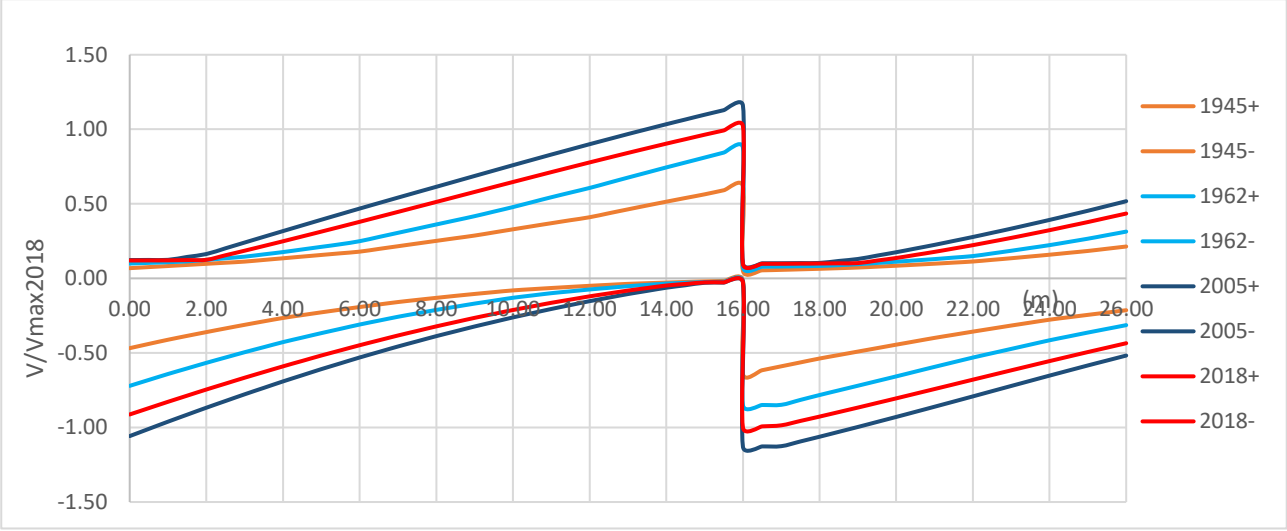


Grafico 3.62. *Diagrammi dei tagli normalizzati rispetto al taglio massimo delle NTC 2018.*

Anche per la trave 16-20-16 m si ottiene che i tagli massimi sono quelli derivanti dalla norma del 2005. Per la norma del 1962, considerando la campata laterale, si ottengono tagli inferiori del 20% in appoggio e del 30% in mezzeria, mentre nella campata centrale in appoggio i tagli sono più piccoli del 15%. I carichi della Circolare del 1945 forniscono dei tagli, nella prima campata, inferiori del 50% in appoggio e del 60% in mezzeria, mentre nella campata centrale, in appoggio si hanno variazioni del 40% e del 50% in campata.

- **Trave continua 24-30-24 m.**

Momento

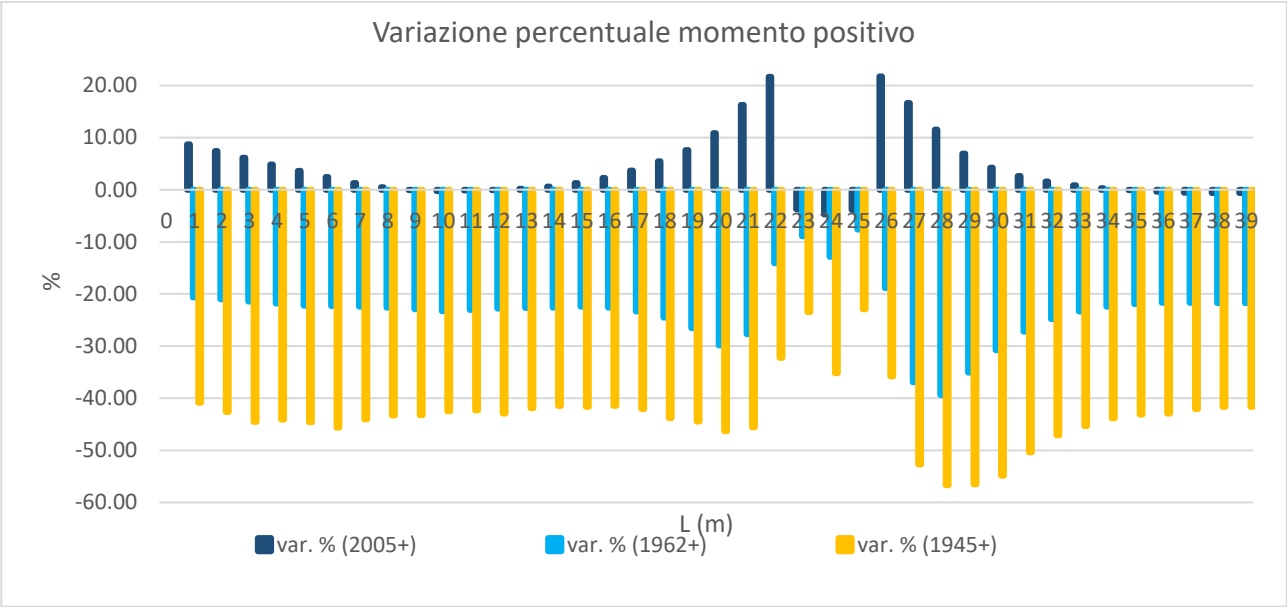


Grafico 3.63. *Variazione percentuale dei momenti positivi delle norme del 1945, 1962 e 2005.*

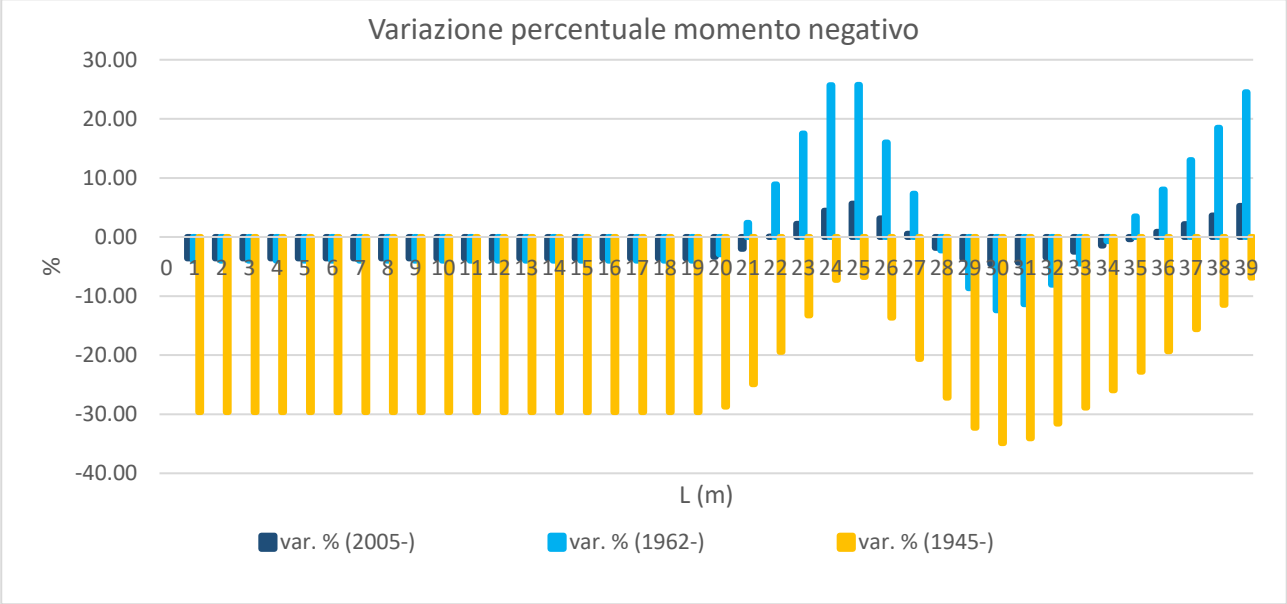


Grafico 3.64. *Variazione percentuale dei momenti negativi delle norme del 1945, 1962 e 2005.*

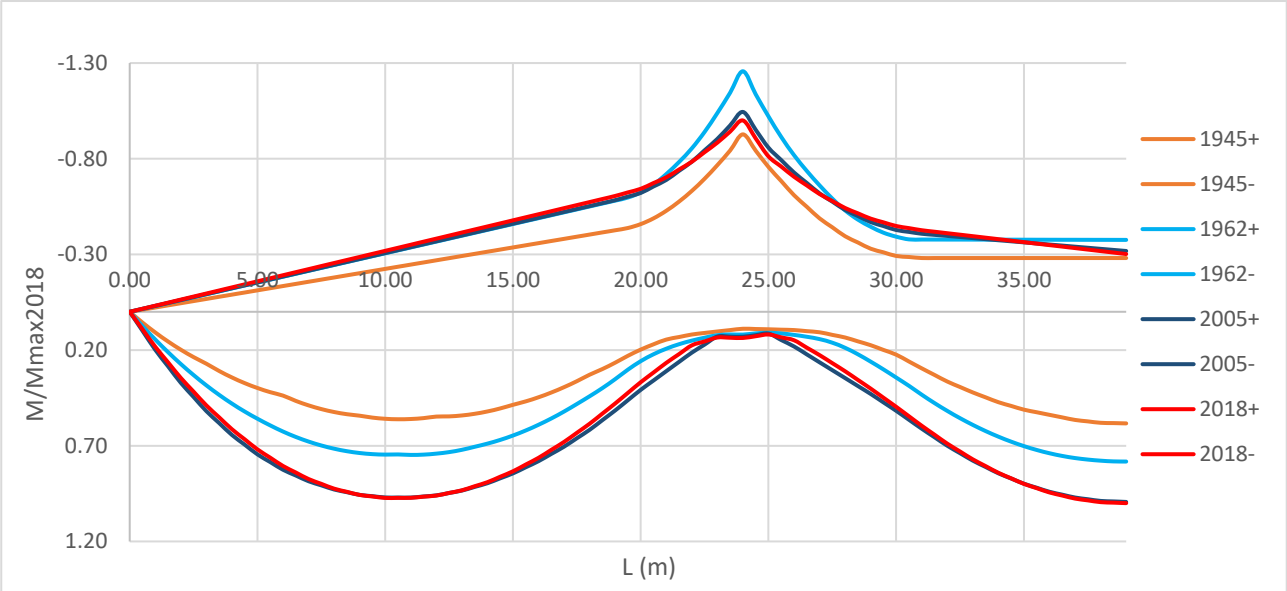


Grafico 3.65. *Diagrammi dei momenti normalizzati rispetto al momento massimo delle NTC 2018.*

I momenti ottenuti con la norma del 2005 sono molto simili a quelli della norma attuale, mentre con la Circolare del 1962 i momenti in campata sono inferiori del 25%, e in appoggio si hanno momenti superiori del 25%. Invece la Circolare del 1945 fornisce momenti in campata inferiori del 45% e in appoggio del 25%.

Taglio

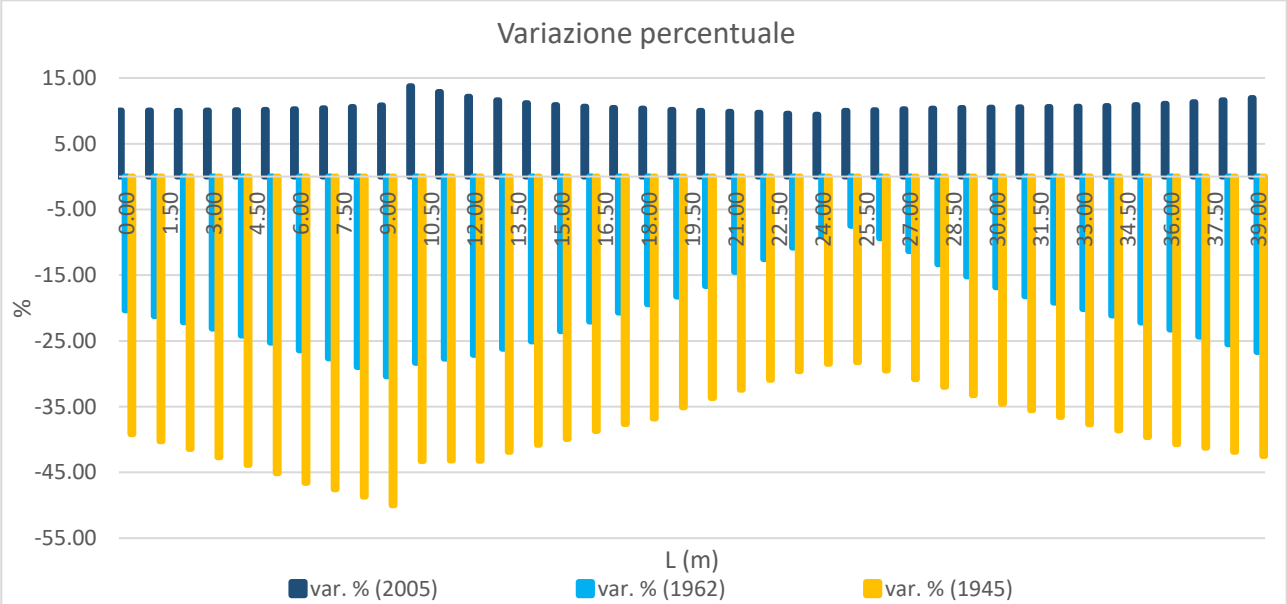


Grafico 3.66. *Variazione percentuale dei tagli delle norme del 1945, 1962 e 2005.*

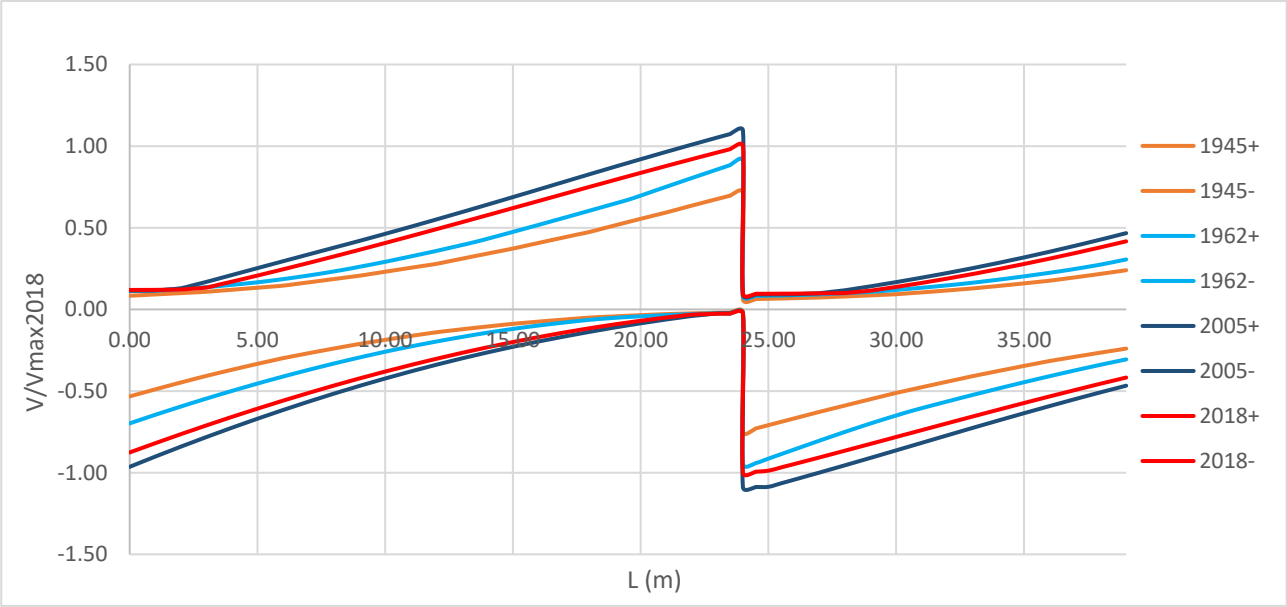


Grafico 3.67. *Diagrammi dei tagli normalizzati rispetto al taglio massimo delle NTC 2018.*

Anche per la trave 24-30-24 m i tagli massimi sono quelli ottenuti con il D.M. del 2005. Invece la norma del 1962, nella campata laterale, fornisce tagli inferiori del 20% in appoggio e del 30% in mezzeria, mentre, nella campata centrale, si hanno differenze del 5% in appoggio e del 25% in mezzeria. La Circolare del 1945 restituisce tagli, nella prima campata, inferiori del 40% in appoggio e del 50% in mezzeria, mentre nella campata centrale si hanno variazioni del 25% in appoggio e del 45% in mezzeria.

- **Trave continua 32-40-32m.**

<u>Momento</u>

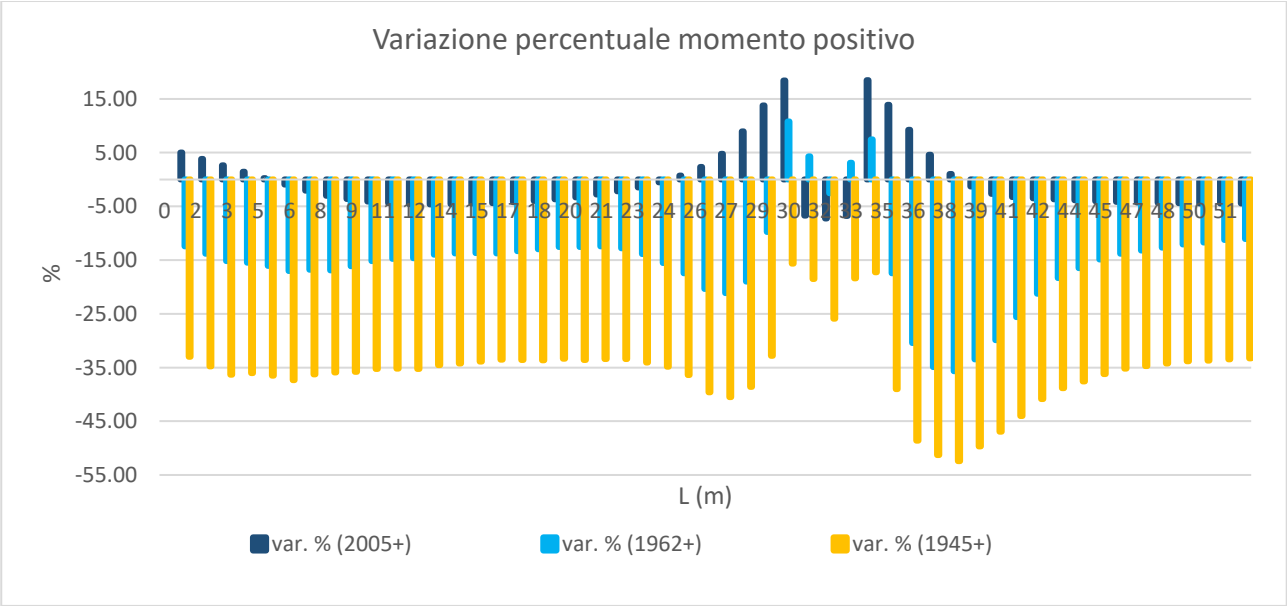


Grafico 3.68. *Variazione percentuale dei momenti positivi delle norme del 1945, 1962 e 2005.*

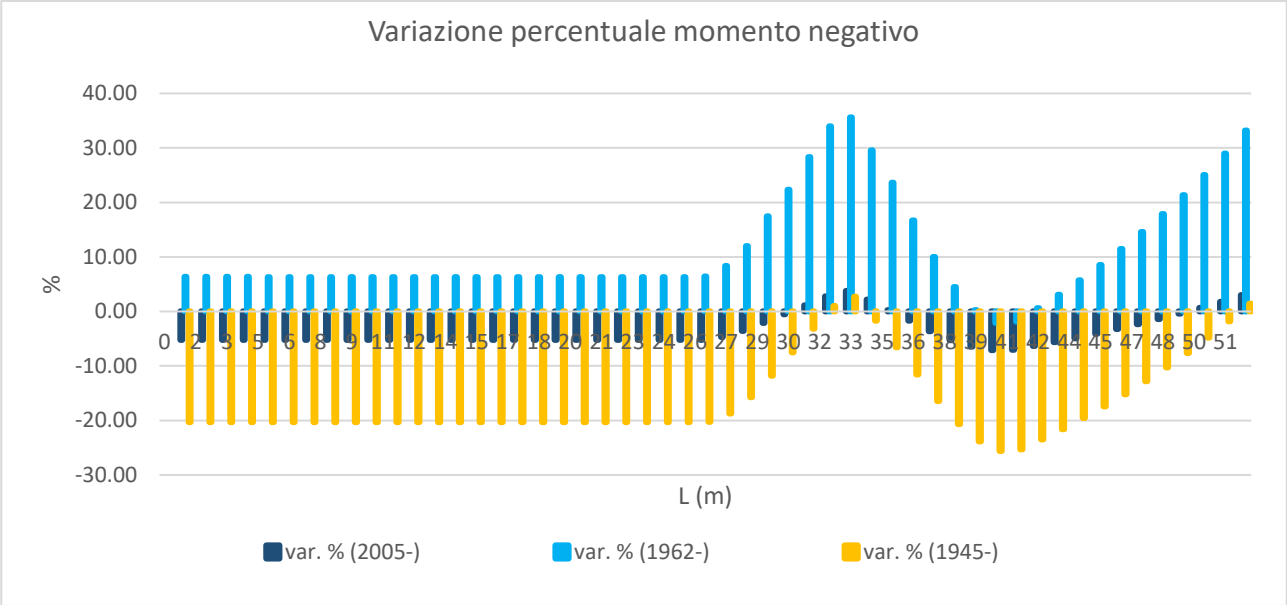


Grafico 3.69. *Variazione percentuale dei momenti negativi delle norme del 1945, 1962 e 2005.*

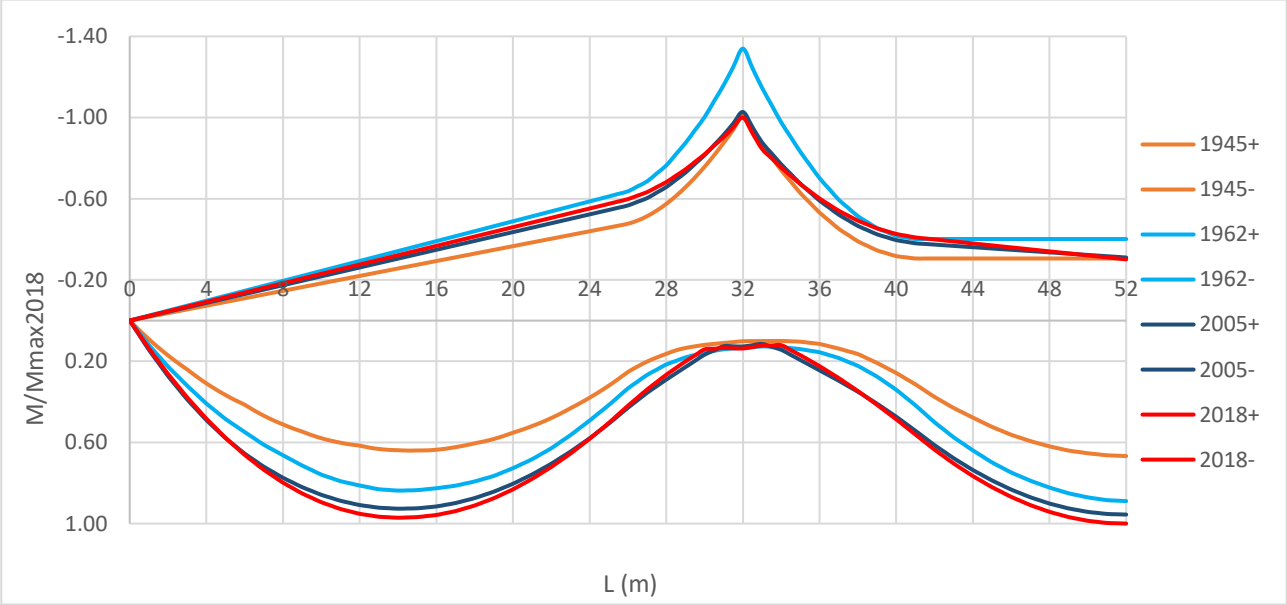


Grafico 3.70. *Diagrammi dei momenti normalizzati rispetto al momento massimo delle NTC 2018.*

I momenti derivanti dalla norma del 2005 sono simili a quelli della NTC2018. La norma del ’45 fornisce momenti in campata inferiori del 35% e in appoggio molto simili a quelli della norma attuale. Con la norma del 1962 i momenti in campata sono inferiori del 15%, mentre in appoggio sono maggiori del 35%.

Taglio

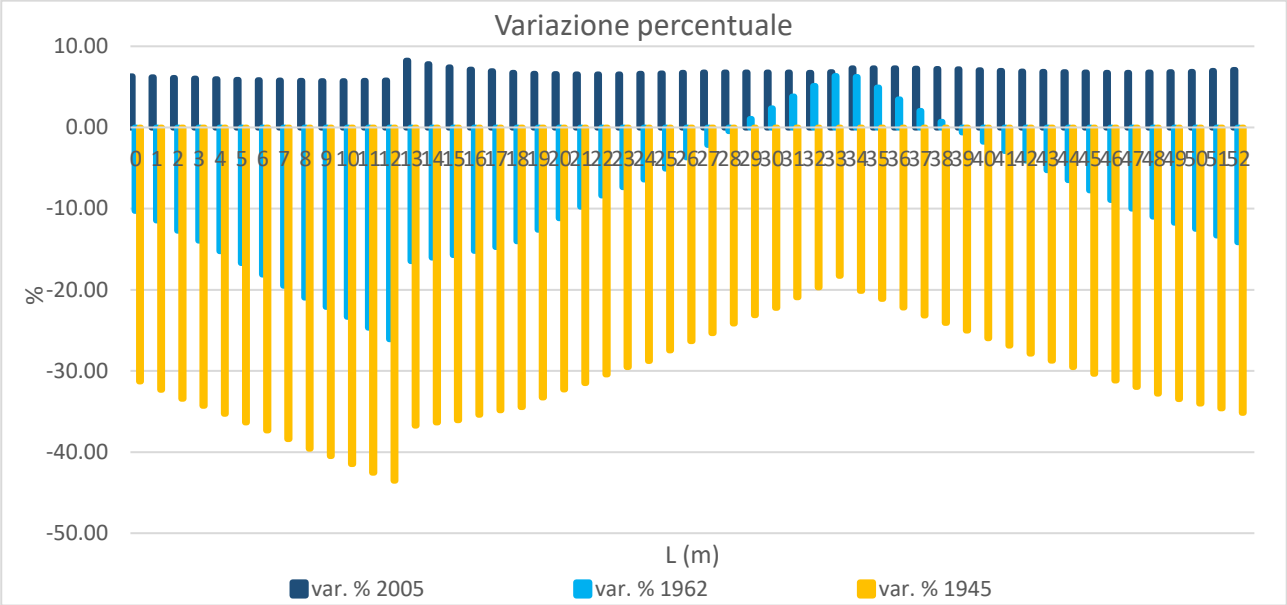


Grafico 3.71. *Variazione percentuale dei tagli delle norme del 1945, 1962 e 2005.*

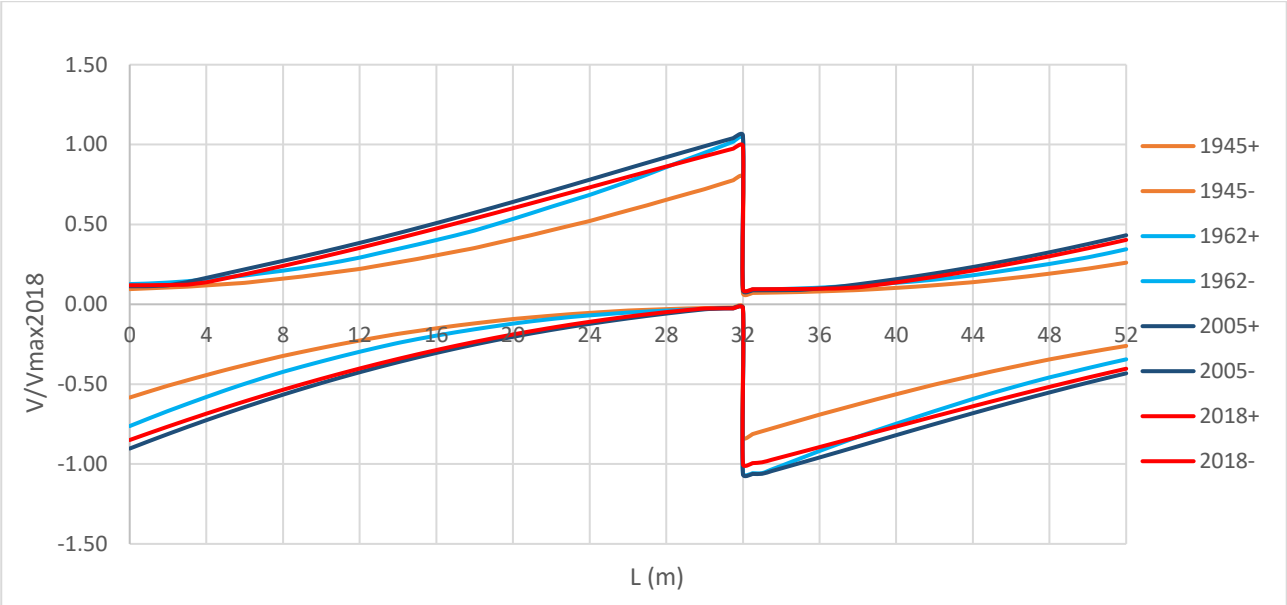


Grafico 3.72. *Diagrammi dei tagli normalizzati rispetto al taglio massimo delle NTC 2018.*

Anche per la trave 32-40-32 m i tagli massimi sono quelli ottenuti con il D.M. del 2005. Invece la norma del 1962, nella campata laterale, fornisce tagli inferiori del 10% in appoggio e del 20% in mezzeria, mentre, nella campata centrale, si hanno tagli leggermente superiori alla norma attuale in appoggio e inferiori del 25% in mezzeria. La Circolare del 1945 restituisce tagli, nella prima campata, inferiori del 30% in appoggio e del 45% in mezzeria, mentre nella campata centrale si hanno variazioni del 20% in appoggio e del 35% in mezzeria.

3.2.4. Confronto tra i carichi delle linee guida e delle normative.
3.2.4.1. Applicazione sulla singola corsia di carico.

Per le stesse travi continue sono stati applicati carichi delle linee guida derivanti dal Codice della Strada. Anche in questo caso sono state considerate le due condizioni: la prima, in cui si considera la folla e i coefficienti dinamici; la seconda, in cui non vengono considerati. I coefficienti dinamici sono quelli della norma del 1990 che vengono nuovamente riportati:

Tabella 3.20. *Coefficienti dinamici.*

Schemi longitudinali		**Φ**
trave continua 8-10-8 m	minimo momento appoggio	1.40
	massimo momento campata laterale	
	massimo momento campata centrale	
	massimo taglio	
trave continua 16-20-16 m	minimo momento appoggio	1.36
	massimo momento campata laterale	
	massimo momento campata centrale	
	massimo taglio	
trave continua 24-30-24 m	minimo momento appoggio	1.31
	massimo momento campata laterale	
	massimo momento campata centrale	
	massimo taglio	
trave continua 32-40-32 m	minimo momento appoggio	1.25
	massimo momento campata laterale	
	massimo momento campata centrale	
	massimo taglio	

<u>Momento massimo nella campata centrale</u>

Tabella 3.21. *Momenti massimi campata centrale degli schemi da Codice della Strada.*

Momento massimo campata centrale								
Luce campata centrale (m)	*L.G. pesante*	*L.G. intermedio*	*L.G. leggero*	*L.G. leggerissimo*	**senza coefficiente dinamico**			
					L.G. pesante	*L.G. intermedio*	*L.G. leggero*	*L.G. leggerissimo*
	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)
10	590.88	420.90	162.46	74.81	422.06	300.64	116.04	53.43
20	1722.93	1199.64	522.71	288.86	1266.87	882.09	384.41	212.40
30	3235.79	2326.82	1086.11	625.33	2493.77	1776.09	829.27	477.35
40	5063.19	3733.61	1814.75	1060.34	4050.55	2986.89	1451.80	848.27

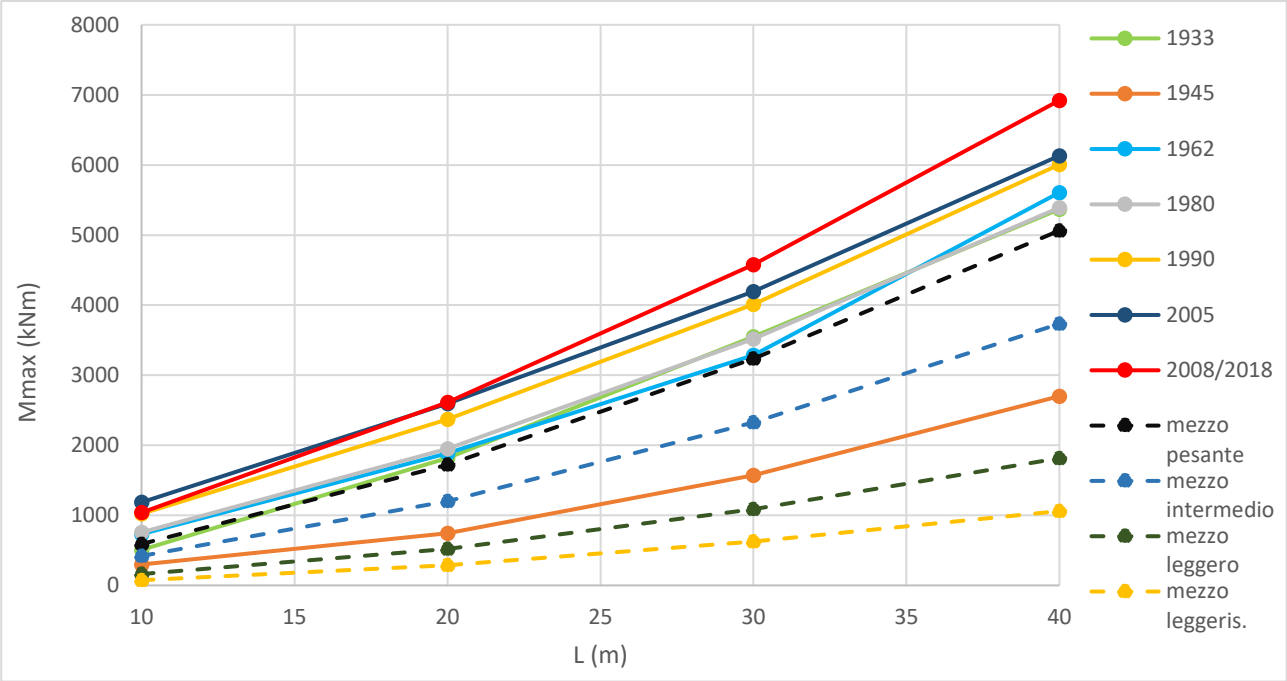


Grafico 3.73. *Rappresentazione dei risultati dei momenti della campata centrale degli schemi da Codice della Strada, considerando il coefficiente dinamico.*

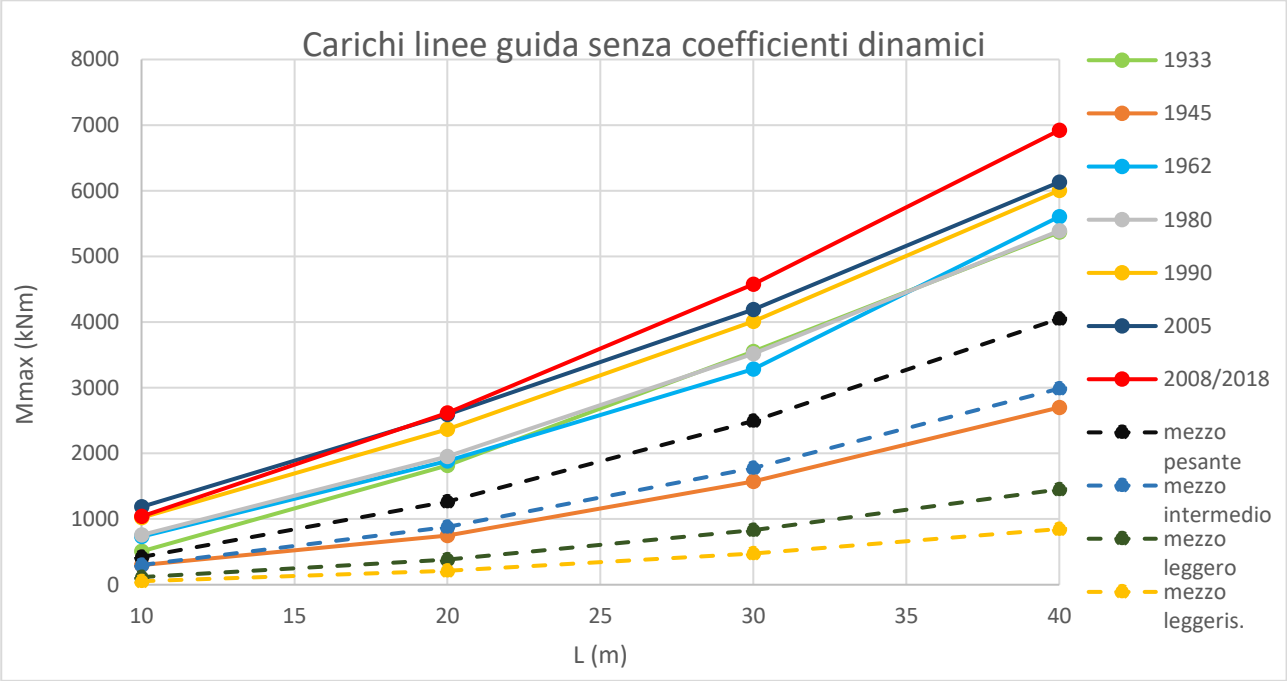


Grafico 3.74. *Rappresentazione dei risultati dei momenti della campata centrale degli schemi da Codice della Strada, non considerando il coefficiente dinamico.*

Come per la trave semplicemente appoggiata, i momenti massimi nella campata centrale ottenuti dall'applicazione degli schemi "mezzi pesanti" e "intermedi" sono maggiori solamente da quelli ottenuti dalla norma del 1945, mentre le sollecitazioni definite dai carichi "mezzo leggero" e "leggerissimo" sono le più piccole di tutte. Questo per entrambe le condizioni.

Momento massimo nella campata laterale

Tabella 3.22. *Momenti massimi campata laterale degli schemi da Codice della Strada.*

Momento massimo campata laterale								
Luce campata laterale (m)	*L.G. pesante*	*L.G. intermedio*	*L.G. leggero*	*L.G. leggerissimo*	**senza coefficiente dinamico**			
					L.G. pesante	*L.G. intermedio*	*L.G. leggero*	*L.G. leggerissimo*
	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)
8	566.51	415.66	160.84	69.64	404.65	296.90	114.88	49.74
16	1669.56	1154.07	497.08	271.83	1227.62	848.58	365.55	199.88
24	3110.65	2219.40	1027.70	589.92	2394.74	1694.10	784.67	450.32
32	4842.68	3549.63	1714.18	999.86	3874.14	2839.70	1371.35	799.89

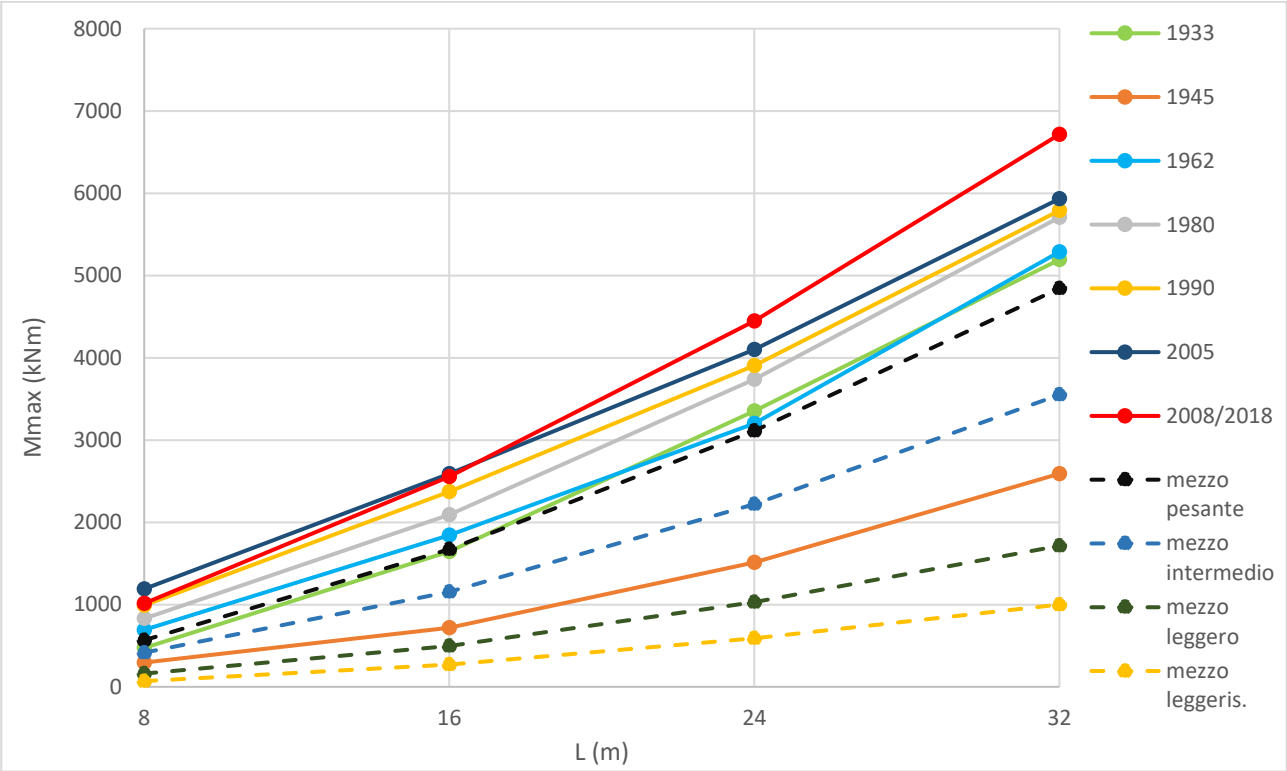


Grafico 3.75. *Rappresentazione dei risultati dei momenti della campata laterale degli schemi da Codice della Strada, considerando il coefficiente dinamico.*

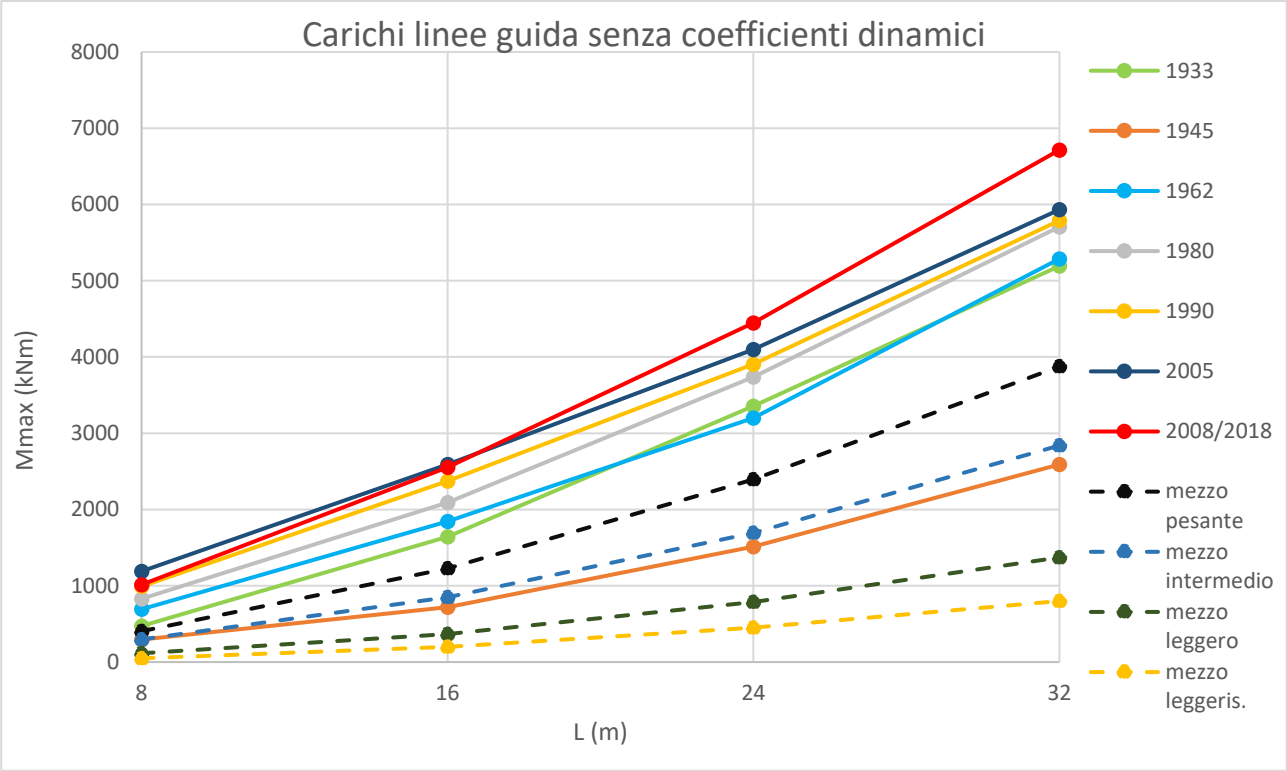


Grafico 3.76. *Rappresentazione dei risultati dei momenti della campata laterale degli schemi da Codice della Strada, non considerando il coefficiente dinamico.*

Anche per i momenti massimi nella campata laterale si ottengono andamenti uguali a quelli della campata centrale

Momento minimo in appoggio

Tabella 3.23. *Momenti minimi in appoggio degli schemi da Codice della Strada.*

Momento minimo appoggio								
Luce campata centrale (m)	*L.G. pesante*	*L.G. intermedio*	*L.G. leggero*	*L.G. leggerissimo*	**senza coefficiente dinamico**			
					L.G. pesante	*L.G. intermedio*	*L.G. leggero*	*L.G. leggerissimo*
	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)
10	-555.63	-393.03	-180.90	-96.14	-396.88	-280.74	-129.21	-68.67
20	-1761.04	-1294.95	-659.47	-377.59	-1294.89	-952.18	-485.05	-277.64
30	-3487.42	-2674.09	-1404.28	-819.96	-2679.21	-2041.05	-1072.33	-625.93
40	-5666.55	-4438.57	-2365.77	-1391.91	-4533.24	-3550.85	-1892.62	-1113.52

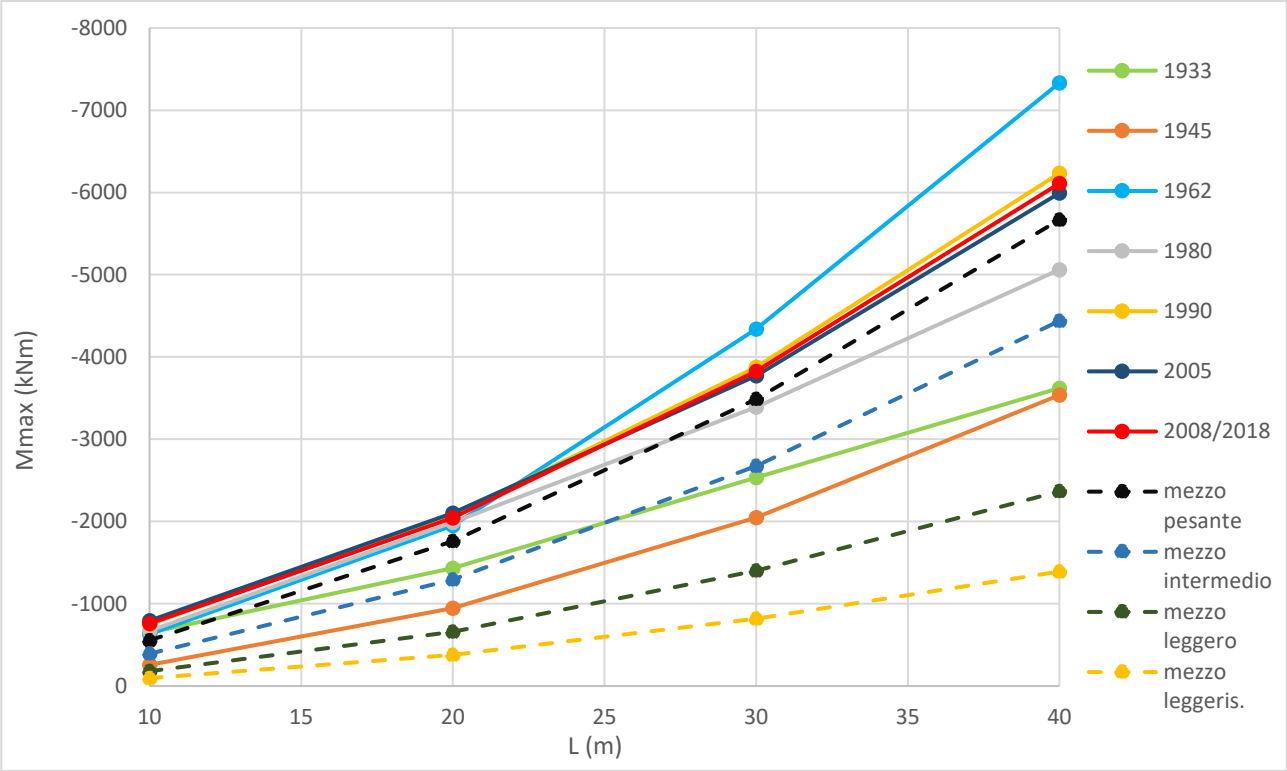


Grafico 3.77. *Rappresentazione dei risultati dei momenti minimi in appoggio degli schemi da Codice della Strada, considerando il coefficiente dinamico.*

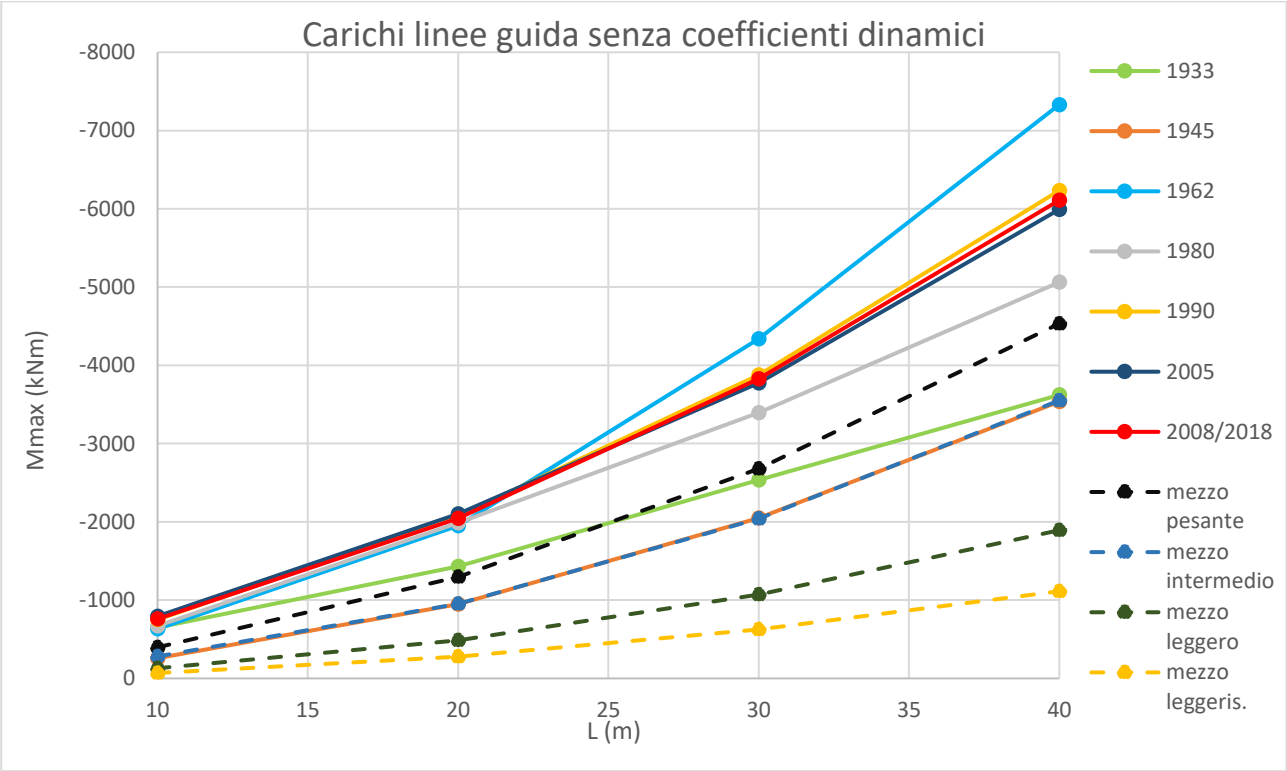


Grafico 3.78. *Rappresentazione dei risultati dei momenti minimi in appoggio degli schemi da Codice della Strada, non considerando il coefficiente dinamico.*

Per i carichi delle linee guida si ottengono i più piccoli momenti in appoggio per "mezzi leggeri" e "leggerissimi" in entrambe le condizioni, mentre i momenti derivanti dai "mezzi pesanti" e "intermedi" risultano più grandi rispetto a quelli della norma del 1945 nel caso in cui si considerano i coefficienti dinamici. Se invece non vengono considerati si ottiene che i "mezzi intermedi" hanno

lo stesso andamento della norma del 1945, mentre i “mezzi pesanti” hanno un andamento simile alla norma del ’33.

Taglio massimo in appoggio della campata centrale

Tabella 3.24. *Taglio massimo della campata centrale degli schemi da Codice della Strada.*

Taglio massimo campata centrale								
Luce campata centrale (m)	*L.G. pesante*	*L.G. intermedio*	*L.G. leggero*	*L.G. leggerissimo*	**senza coefficiente dinamico**			
					L.G. pesante	*L.G. intermedio*	*L.G. leggero*	*L.G. leggerissimo*
	V_{max} (kN)	V_{max} (kN)	V_{max} (kN)	V_{max} (kN)	V_{max} (kN)	V_{max} (kN)	V_{max} (kN)	V_{max} (kN)
10	468.39	344.58	146.64	57.56	334.56	246.12	104.74	41.11
20	688.41	503.81	237.32	111.98	506.19	370.45	174.54	82.34
30	866.76	648.01	319.65	161.84	662.22	494.61	244.08	123.55
40	1016.7	773.20	391.85	205.93	813.38	618.56	313.48	164.74

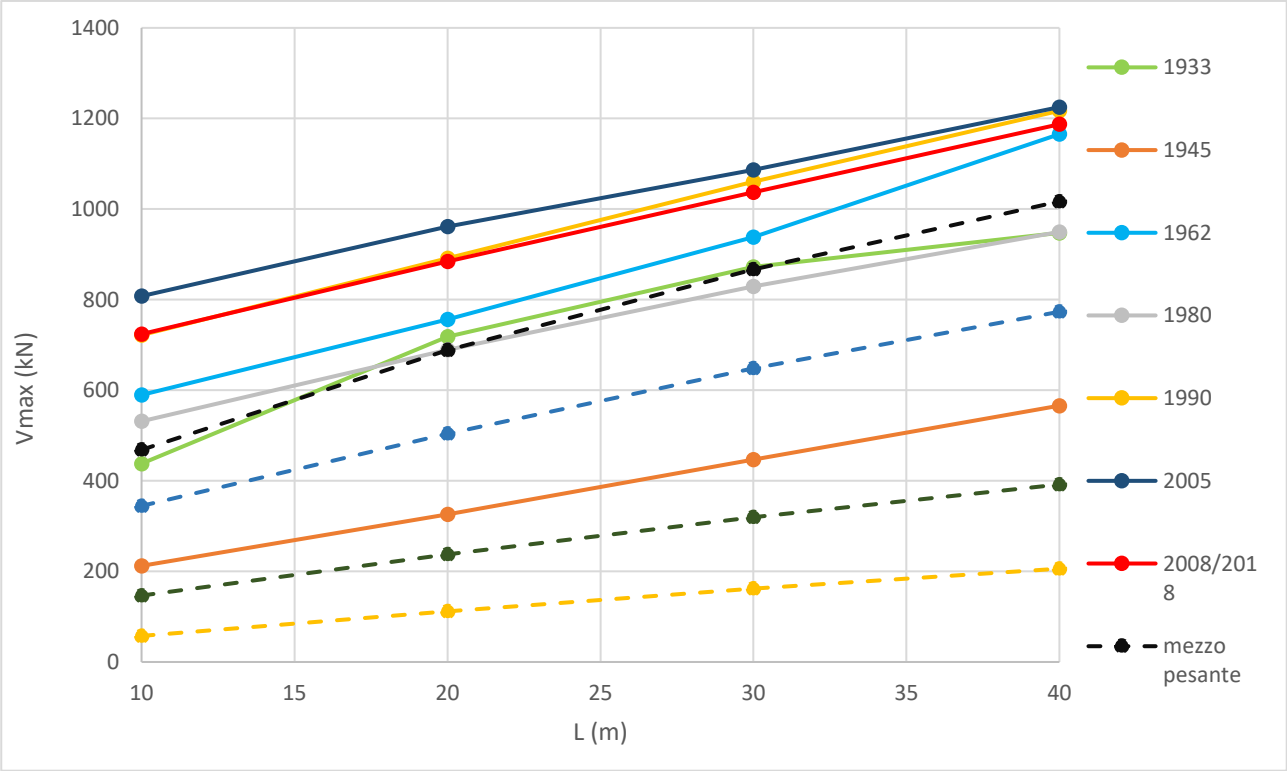


Grafico 3.79. *Rappresentazione dei risultati dei tagli massimi della campata centrale degli schemi da Codice della Strada, considerando il coefficiente dinamico.*

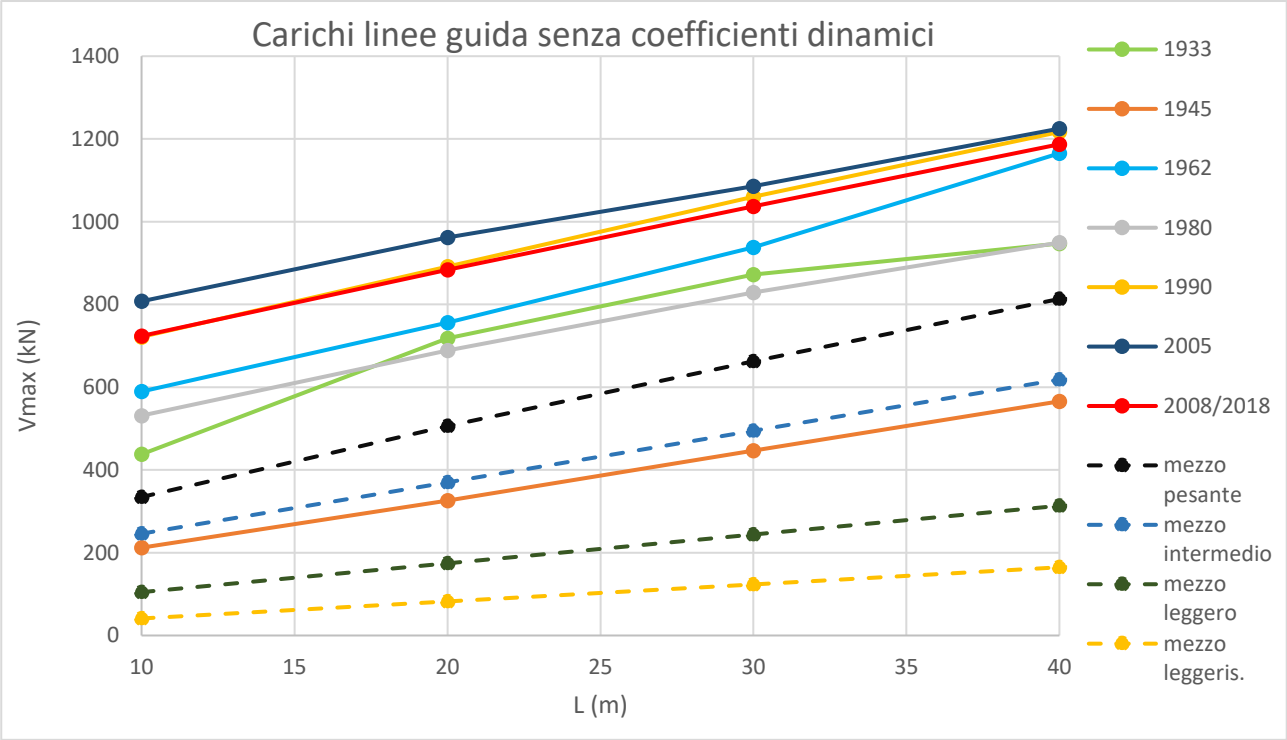


Grafico 3.80. *Rappresentazione dei risultati dei tagli massimi della campata centrale degli schemi da Codice della Strada, non considerando il coefficiente dinamico.*

Per i tagli risulta che, in entrambe le condizioni, quelli derivanti dai "mezzi leggeri" e "mezzi leggerissimi" sono i più piccoli. Considerando i coefficienti dinamici si ottiene che le azioni tagliati dei "mezzi intermedi" sono maggiori dei tagli derivanti dalla norma del 1945, mentre per i "mezzi pesanti" hanno un andamento simile alla Normale del 1933. Se invece, non vengono considerati i coefficienti dinamici, risulta che i "mezzi intermedi" hanno lo stesso andamento della norma del 1945, mentre per i "mezzi pesanti" i tagli sono inferiori a tutte le norme tranne quella del 1945.

3.2.4.2. Applicazione sull'impalcato di 12 m.

Momento massimo nella campata centrale

Tabella 3.25. *Valori del rapporto tra i momenti massimi degli schemi da Codice della Strada e i momenti massimi delle NTC 2018, della campata centrale.*

Momento massimo campata centrale								
Luce campata centrale (m)	$M_{pesante}/M_{Max2018}$	$M_{inter.}/M_{Max2018}$	$M_{leggero}/M_{Max2018}$	$M_{leggeris.}/M_{Max2018}$	senza coefficienti dinamici e folla			
					$M_{pesante}/M_{Max2018}$	$M_{inter.}/M_{Max2018}$	$M_{leggero}/M_{Max2018}$	$M_{leggeris.}/M_{Max2018}$
10	0.892	0.643	0.264	0.136	0.632	0.454	0.183	0.091
20	1.055	0.747	0.349	0.211	0.766	0.540	0.247	0.146
30	1.149	0.841	0.421	0.265	0.871	0.628	0.307	0.188
40	1.203	0.904	0.472	0.302	0.943	0.704	0.358	0.223

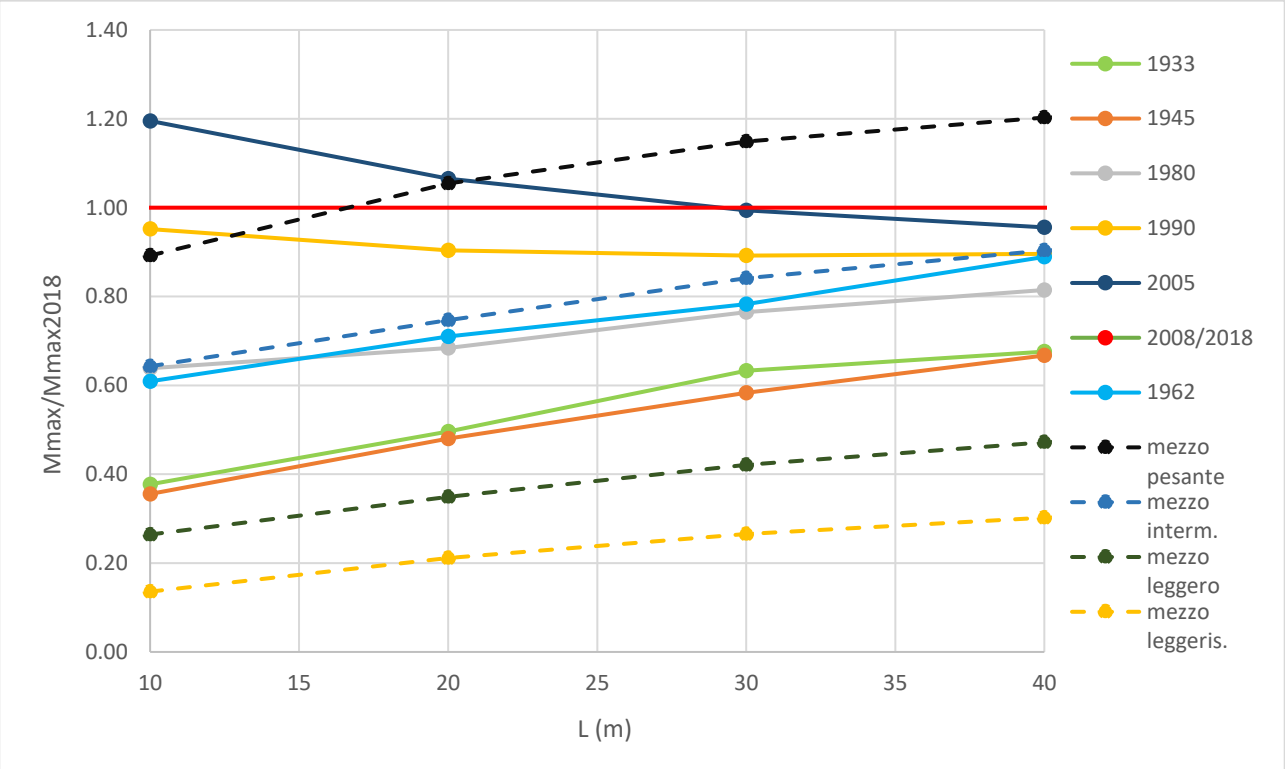


Grafico 3.81. *Rappresentazione dei risultati dei momenti della campata centrale degli schemi da Codice della Strada, considerando il coefficiente dinamico e la folla nella zona rimanente.*

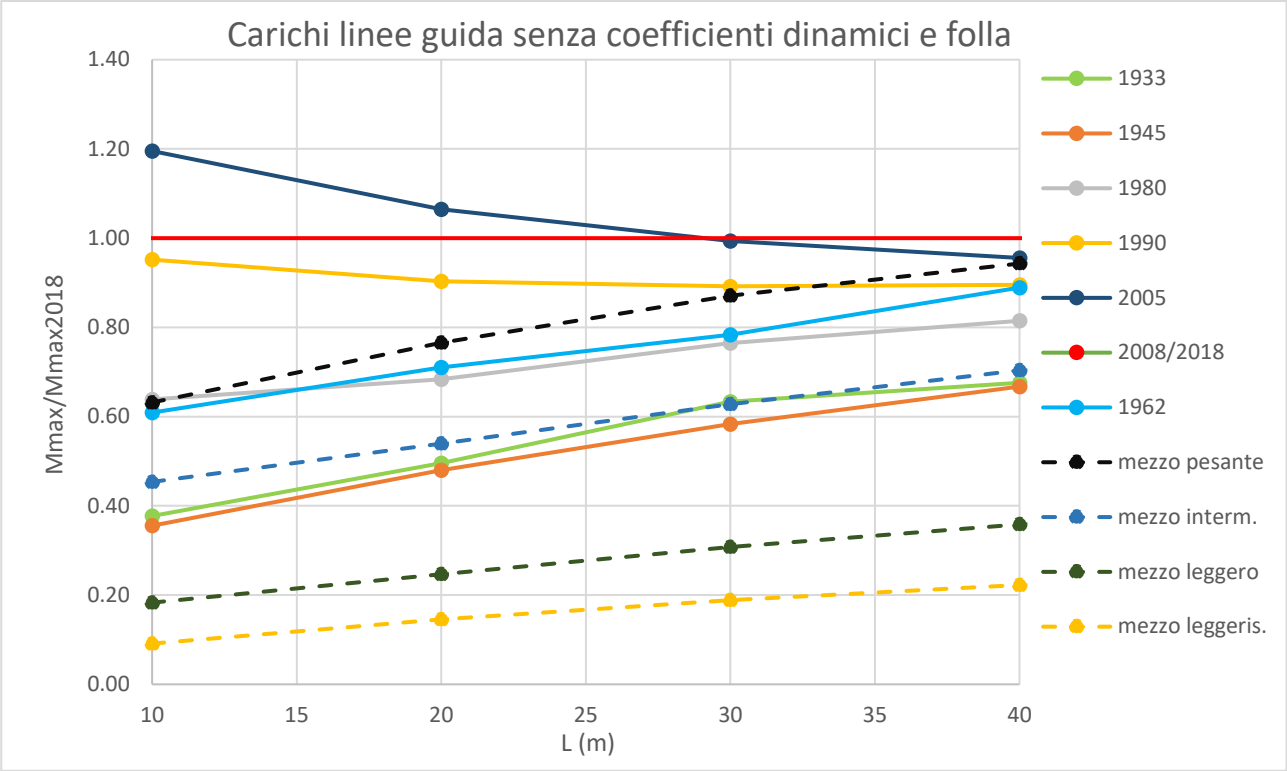


Grafico 3.82. *Rappresentazione dei risultati dei momenti della campata centrale degli schemi da Codice della Strada, non considerando il coefficiente dinamico e la folla nella zona rimanente.*

Per i "mezzi leggeri" e "leggerissimi" si hanno gli stessi risultati della singola corsia, in entrambe le condizioni. Considerando i coefficienti dinamici e la folla, per i "mezzi pesanti" si hanno valori del rapporto dei momenti più grandi di 1 soprattutto all'aumentare della luce, mentre i "mezzi intermedi" risultano superiori a quelli delle norme del 1962 e del 1980. Non considerandoli, invece risulta che i "mezzi intermedi" hanno lo stesso andamento della norma del 1945, mentre i "mezzi pesanti" sono leggermente superiori alla norma del 1962 e del 1980.

Momento massimo nella campata laterale

Tabella 3.26. *Valori del rapporto tra i momenti massimi degli schemi da Codice della Strada e i momenti massimi delle NTC 2018, della campata laterale.*

Momento massimo campata laterale								
					senza coefficienti dinamici e folla			
Luce campata laterale (m)	$M_{pesante}/M_{Max2018}$	$M_{inter.}/M_{Max2018}$	$M_{leggero}/M_{Max2018}$	$M_{leggeris.}/M_{Max2018}$	$M_{pesante}/M_{Max2018}$	$M_{inter.}/M_{Max2018}$	$M_{leggero}/M_{Max2018}$	$M_{leggeris.}/M_{Max2018}$
8	0.875	0.648	0.266	0.129	0.620	0.458	0.185	0.087
16	1.044	0.734	0.339	0.203	0.758	0.530	0.240	0.140
24	1.134	0.824	0.410	0.257	0.859	0.615	0.299	0.183
32	1.184	0.884	0.459	0.293	0.928	0.689	0.349	0.216

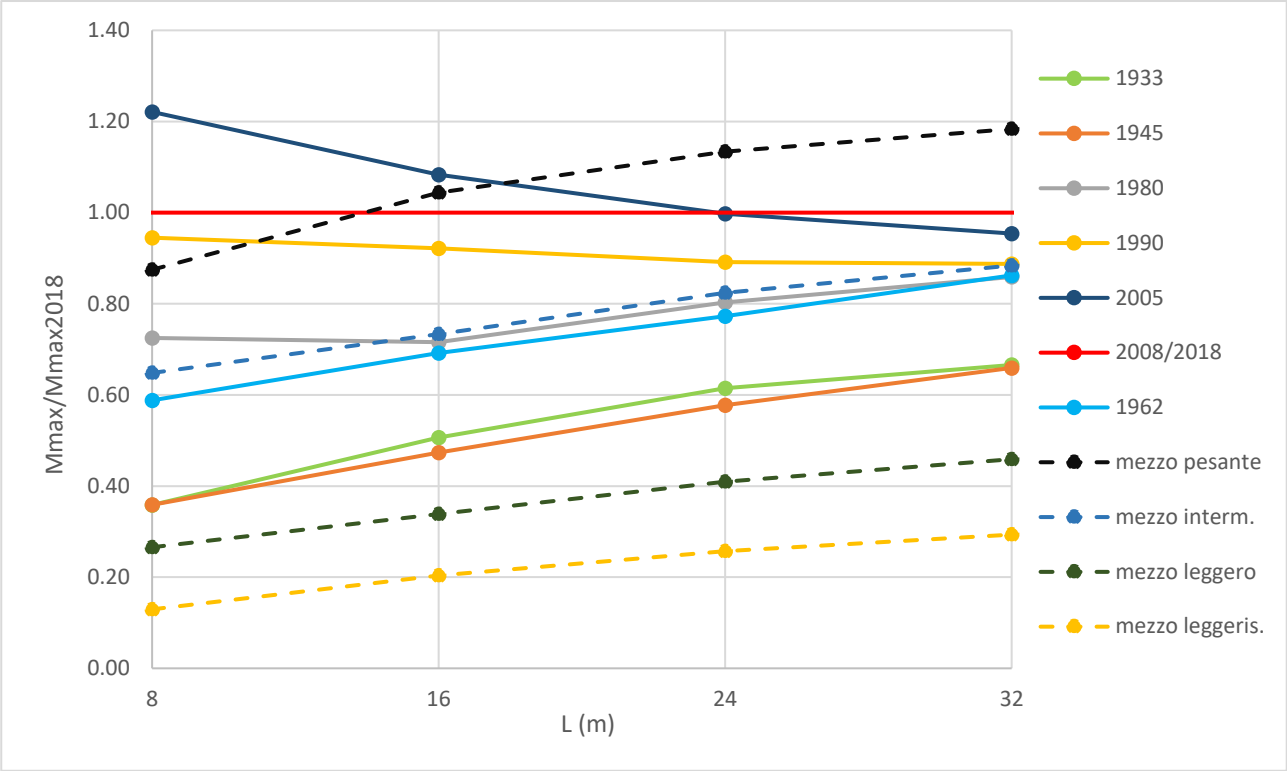


Grafico 3.83. *Rappresentazione dei risultati dei momenti della campata laterale degli schemi da Codice della Strada, considerando il coefficiente dinamico e la folla nella zona rimanente.*

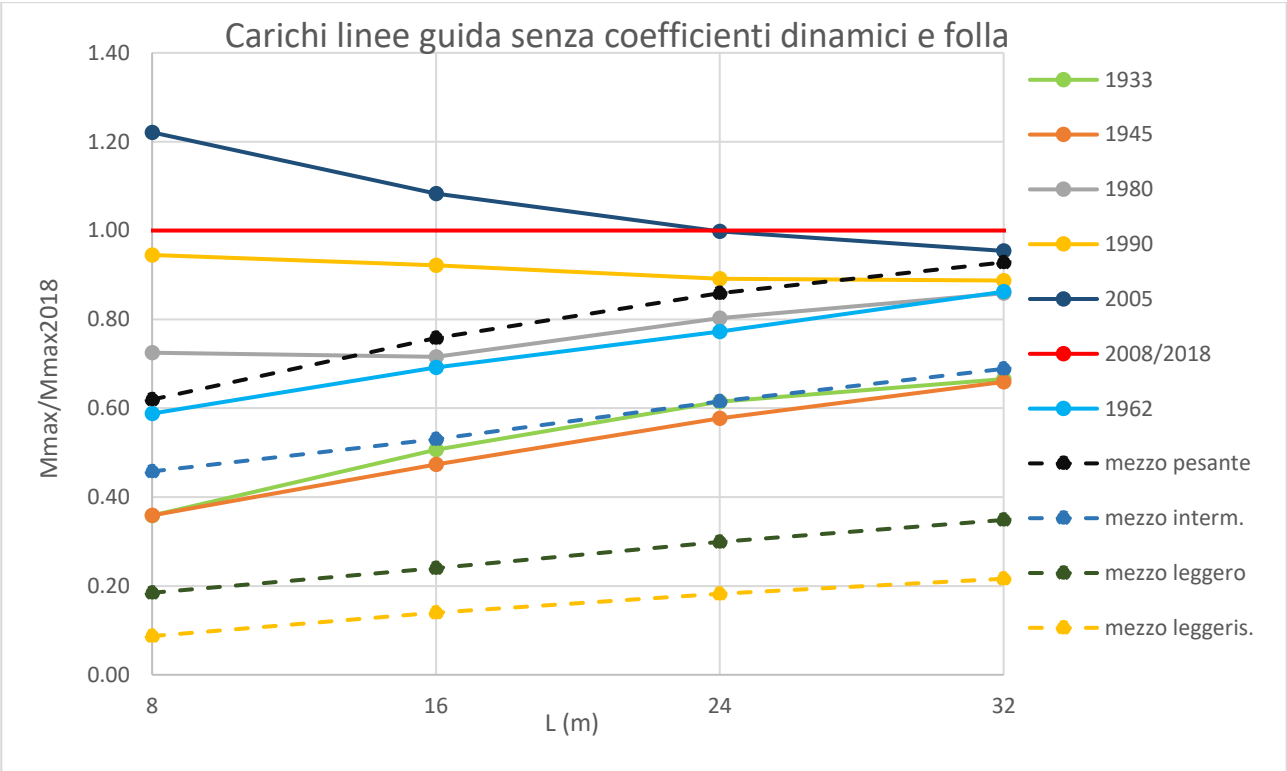


Grafico 3.84. *Rappresentazione dei risultati dei momenti della campata laterale degli schemi da Codice della Strada, non considerando il coefficiente dinamico e la folla nella zona rimanente.*

L'andamento per i "mezzi pesanti", "intermedi", "leggeri" e "leggerissimi" è uguale a quello dei momenti nella campata centrale

Momento minimo in appoggio

Tabella 3.27. *Valori del rapporto tra i momenti degli schemi da Codice della Strada e i momenti delle NTC 2018, in appoggio.*

Momento minimo appoggio								
					senza coefficienti dinamici e folla			
Luce campata centrale (m)	$M_{pesante}/M_{Max2018}$	$M_{inter.}/M_{Max2018}$	$M_{leggero}/M_{Max2018}$	$M_{leggeris.}/M_{Max2018}$	$M_{pesante}/M_{Max2018}$	$M_{inter.}/M_{Max2018}$	$M_{leggero}/M_{Max2018}$	$M_{leggeris.}/M_{Max2018}$
10	1.175	0.845	0.414	0.242	0.829	0.593	0.286	0.163
20	1.417	1.061	0.575	0.359	1.025	0.763	0.406	0.248
30	1.523	1.188	0.665	0.424	1.147	0.884	0.485	0.298
40	1.568	1.249	0.711	0.458	1.226	0.970	0.542	0.337

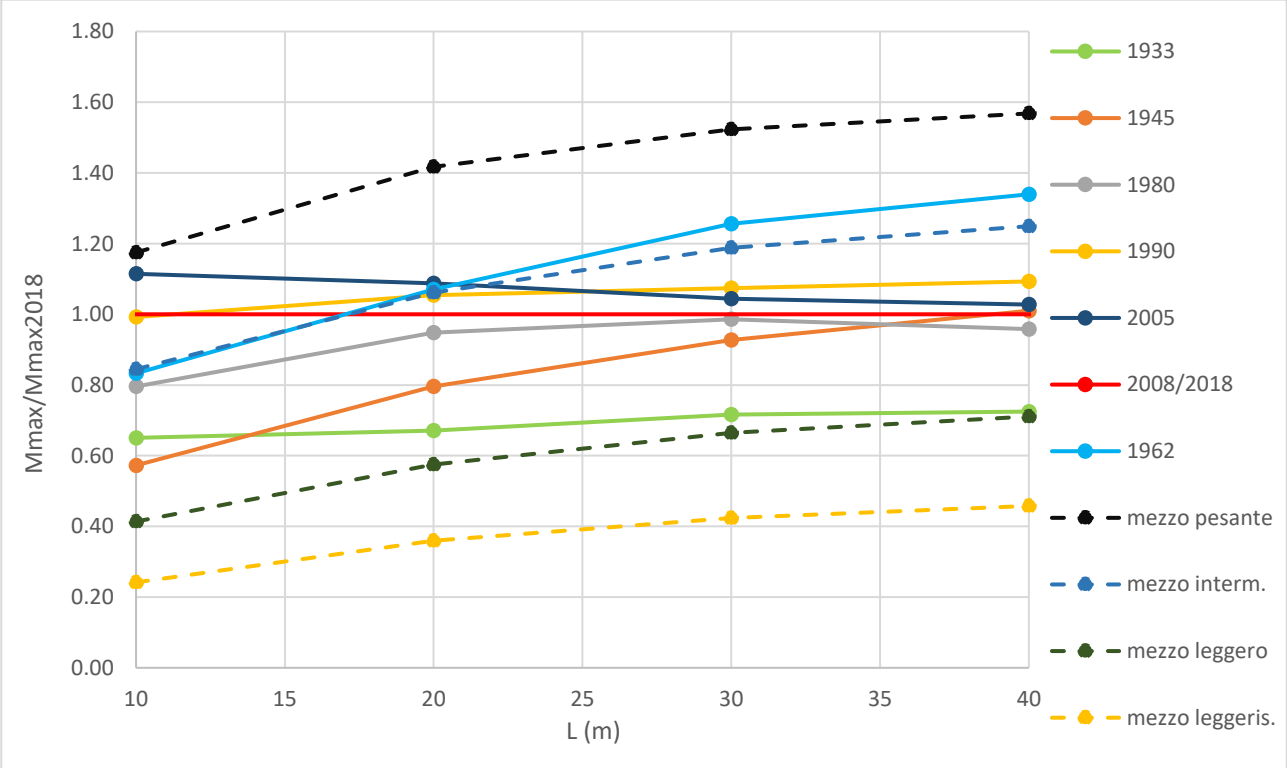


Grafico 3.85. *Rappresentazione dei risultati dei momenti in appoggio degli schemi da Codice della Strada, considerando il coefficiente dinamico e la folla nella zona rimanente.*

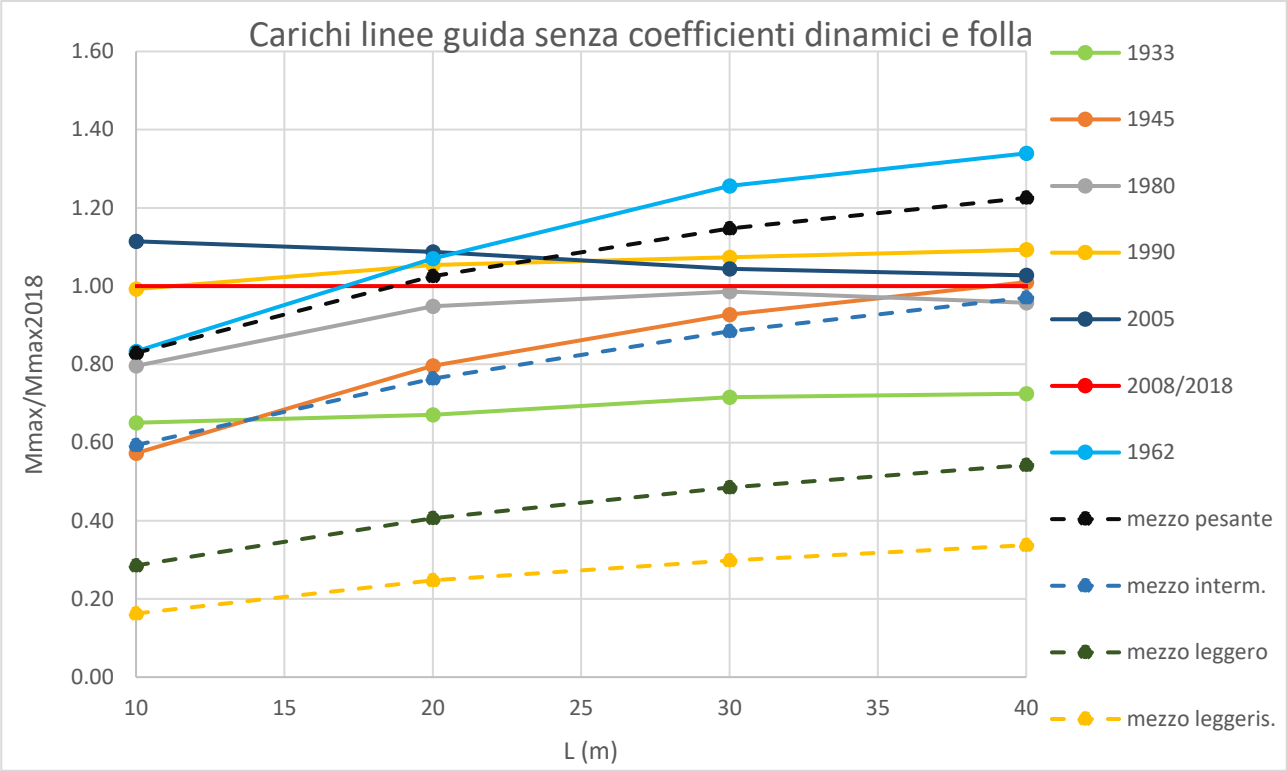


Grafico 3.86. *Rappresentazione dei risultati dei momenti in appoggio degli schemi da Codice della Strada, non considerando il coefficiente dinamico e la folla nella zona rimanente.*

In appoggio si ottiene che i momenti dei "mezzi leggeri" e dei "mezzi leggerissimi" risultano essere i più piccoli. Considerando i coefficienti dinamici e la folla, si ricava che i "mezzi intermedi" hanno lo stesso andamento della norma del 1962, mentre i "mezzi pesanti" forniscono i momenti massimi. Se invece non si considerano i coefficienti dinamici e la folla, si ottiene che i "mezzi intermedi" hanno un andamento simile alla norma del 1945, mentre i "mezzi pesanti" hanno un andamento simile alla norma del 1962.

Taglio massimo nella campata centrale

Tabella 3.28. *Valori del rapporto tra i tagli massimi degli schemi da Codice della Strada e i tagli massimi delle NTC 2018, della campata centrale.*

Taglio massimo campata centrale								
					senza coefficienti dinamici e folla			
Luce campata centrale (m)	$V_{pesante}/V_{Max2018}$	$V_{inter.}/V_{Max2018}$	$V_{leggero}/V_{Max2018}$	$V_{leggeris.}/V_{Max2018}$	$V_{pesante}/V_{Max2018}$	$V_{inter.}/V_{Max2018}$	$V_{leggero}/V_{Max2018}$	$V_{leggeris.}/V_{Max2018}$
10	1.021	0.759	0.339	0.151	0.723	0.536	0.236	0.102
20	1.250	0.927	0.462	0.243	0.908	0.671	0.329	0.168
30	1.362	1.034	0.541	0.305	1.025	0.773	0.397	0.216
40	1.413	1.092	0.589	0.344	1.109	0.852	0.449	0.253

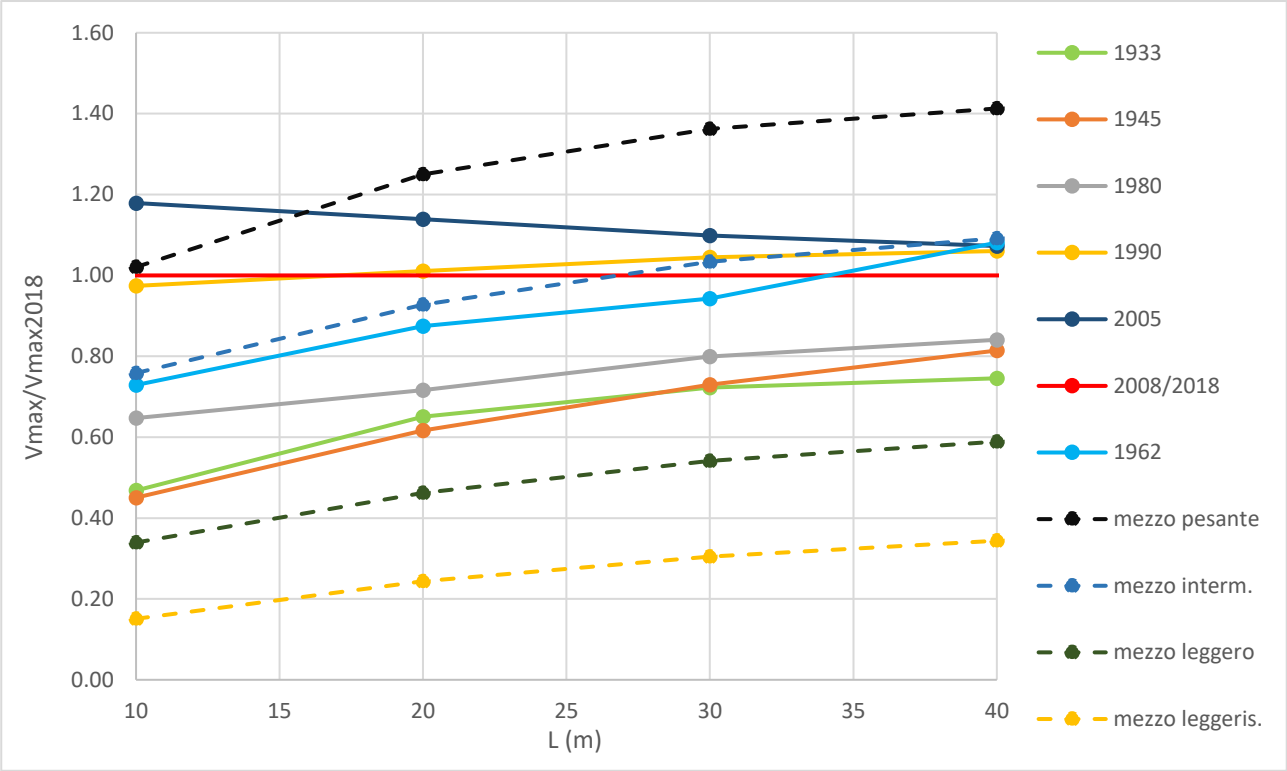


Grafico 3.87. *Rappresentazione dei risultati dei tagli nella campata centrale degli schemi da Codice della Strada, considerando il coefficiente dinamico e la folla nella zona rimanente.*

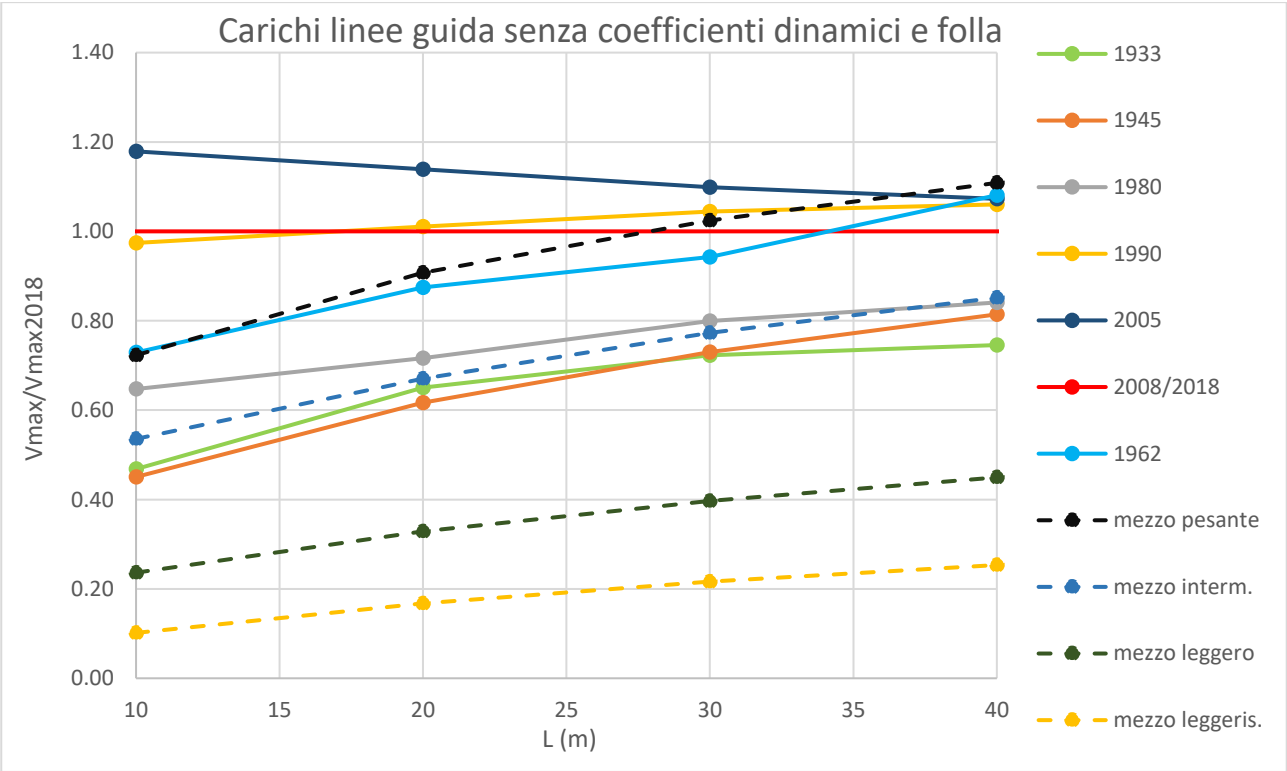


Grafico 3.88. *Rappresentazione dei risultati dei tagli nella campata centrale degli schemi da Codice della Strada, non considerando il coefficiente dinamico e la folla nella zona rimanente.*

Per i tagli si ottiene lo stesso andamento delle travi appoggiate.

3.2.5. Conclusioni trave continua.

Raccogliendo tutti i risultati si determina che, le variazioni dei momenti, sia nella campata laterale che in quella centrale, risultano essere molto simili a quelle della trave semplicemente appoggiata. I risultati ottenuti con i carichi delle norme del 2005 e del 1990 sono leggermente inferiori o addirittura superiori alla norma attuale e quindi si hanno delle garanzie per i ponti progettati con queste norme. Mentre, per le normative del 1980 e 1962 si ottengono elevate differenze soprattutto per le campate più corte e tendono a valori più importanti per campate più lunghe. Invece, un elevato divario, rispetto alla norma attuale, lo si ottiene per le norme del 1933 e del 1945 e quindi si deve prestare particolare attenzione ai ponti di questi anni.
Dei risultati importati si ottengono per i momenti negativi in appoggio. Quelli ottenuti tramite le norme del 2005 e 1990 sono simili o superiori a quelli ottenuti con la norma attuale. Applicando il D.M. 1980 si ricavano dei momenti che si avvicinano all'unità soprattutto per luci elevate, mentre la Circolare del 1962 fornisce dei momenti in appoggio superiori alle NTC2018, tranne per la trave più corta. La norma del 1945 raggiunge l'unità per le travi più lunghe, mentre la norma del '33 fornisce momenti molto più piccoli.
Anche per i tagli, nella campata centrale, le normative del 1990 e 2005 sono quelle che forniscono risultati vicini o superiori alla norma attuale. Risultati importanti vengono ottenuti per la norma del 1962, che soprattutto per le luci più importati raggiungono i valori delle NTC2018. Invece, le norme del 1980, 1945 e 1933 forniscono tagli le cui differenze sono elevate. In tutti i casi le maggiori variazioni dei tagli le si ottengono in mezzeria.
Considerando i carichi delle Linee Guida nel caso della singola corsia si nota come questi carichi sono ridotti rispetto a quelli delle NTC2018. Considerando l'impalcato di 12.00 m tutti i ponti garantiscono la transitabilità dei "mezzi leggeri" e "mezzi leggerissimi", mentre considerando i coefficienti dinamici e la folla per i "mezzi pesanti" si ottengono sollecitazioni superiori alla norma attuale, invece non considerandoli hanno un andamento molto simile alla norma del 1962 e quindi il momento in appoggio e il taglio nella campata centrale risulta più grande della rispetto a quello ottenuto tramite la norma vigente, per le travi più lunghe.

3.3. Trave gerber.

3.3.1. Confronto tra gli schemi di carico applicati alla singola corsia di carico.

Sono stati considerati degli schemi statici trave Gerber costituiti dalla trave di luce di 10, 20, 30, 40 m e sbalzi pari ad un sesto della trave e campate laterali pari a 5/6. I risultati sono stati riportati per il momento massimo nella campata laterale, in appoggio e massimo taglio sulla mensola.

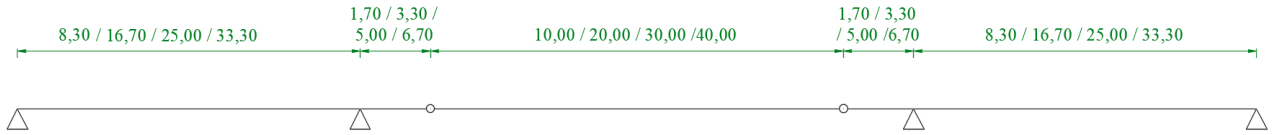


Figura 3.7. *Dimensioni delle travi Gerber considerate.*

I coefficienti dinamici utilizzati sono i seguenti:

Tabella 3.29. *Coefficienti dinamici.*

Schemi longitudinali		Φ										
		Nor.1933	*Circ. 1945*		*Circ. 1962*		*DM 1980*		*DM 1990*		*DM 2005*	*DM 2008/2018*
			L=a	L=c	L=a	L=c	L=a	L=b	L=a	L=b	L=b	
trave gerber 10 m	minimo momento appoggio	1.25	-	1.30	-	1.32	-	1.33	-	1.39	1.39	1.00
	massimo momento campata laterale		1.33	-	1.35	-	1.35	-	1.40	-		
	massimo taglio		-	1.30	-	1.32	-	1.33	-	1.39		
trave gerber 20 m	minimo momento appoggio		-	1.24	-	1.24	-	1.26	-	1.31	1.31	
	massimo momento campata laterale		1.28	-	1.30	-	1.30	-	1.36	-		
	massimo taglio		-	1.24	-	1.24	-	1.26	-	1.31		
trave gerber 30 m	minimo momento appoggio		-	1.20	-	1.17	-	1.19	-	1.23	1.23	
	massimo momento campata laterale		1.25	-	1.25	-	1.25	-	1.30	-		
	massimo taglio		-	1.20	-	1.17	-	1.19	-	1.23		
trave gerber 40 m	minimo momento appoggio		-	1.17	-	1.11	-	1.12	-	1.16	1.16	
	massimo momento campata laterale		1.22	-	1.21	-	1.20	-	1.24	-		
	massimo taglio		-	1.17	-	1.11	-	1.12	-	1.16		
L=a : luce campata laterale; L=b: luce mensola + trave gerber; L=c: luce campata centrale.												

Momento massimo nella campata laterale

Tabella 3.30. *Momenti massimi nella campata laterale ottenuti per ciascuna normativa.*

Massimo momento campata laterale							
Luce campata laterale (m)	*Nor. 1933*	*Circ.1945*	*Circ. 1962*	*DM 1980*	*DM 1990*	*DM 2005*	*DM 2008/2018*
	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)
8.30	676.00	376.76	881.05	1043.77	1276.30	1485.38	1299.28
16.70	2275.18	923.86	2393.99	2667.58	2947.34	3064.57	3264.93
25.00	4564.49	1929.77	4069.89	4751.59	4868.29	4821.50	5677.13
33.30	6910.92	3358.98	6765.41	7261.63	7235.85	6874.51	8557.39

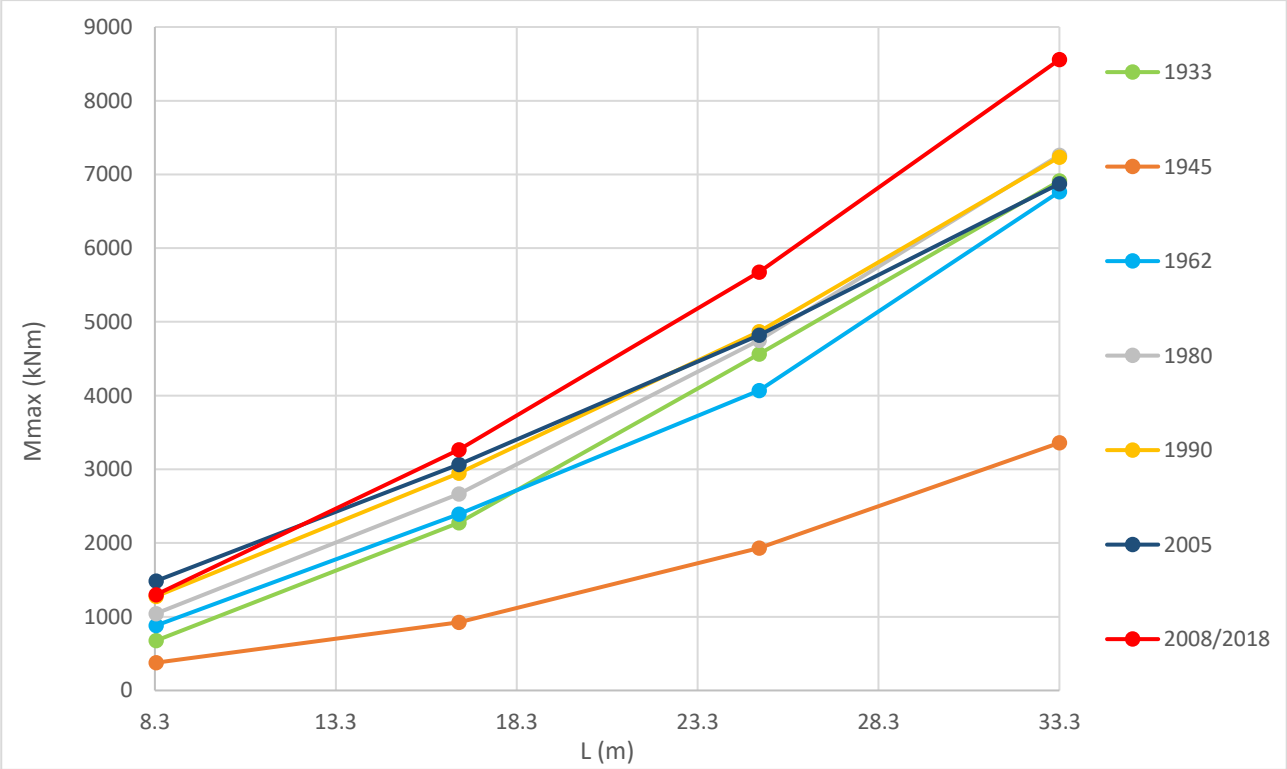


Grafico 3.89. *Rappresentazione dei risultati dei momenti massimi della campata laterale.*

Dal grafico si nota che i momenti massimi vengono ricavati tramite la norma vigente tranne per le campate più piccole. Le azioni flettenti ricavate con le normative del 1980, 1990 e 2005 sono abbastanza simili tra di loro. Inoltre c'è un netto distacco tra le sollecitazioni definite dalla normativa del 1945 e tutte le altre.

Momento minimo in appoggio

Tabella 3.31. *Momenti minimi in appoggio ottenuti per ciascuna normativa.*

Minimo momento appoggio							
Luce campata centrale (m)	*Nor. 1933*	*Circ.1945*	*Circ. 1962*	*DM 1980*	*DM 1990*	*DM 2005*	*DM 2008/2018*
	M_{min} (kN·m)	M_{min} (kN·m)	M_{min} (kN·m)	M_{min} (kN·m)	M_{min} (kN·m)	M_{min} (kN·m)	M_{min} (kN·m)
13.40	-714.69	-359.02	-976.15	-951.13	-1183.98	-1342.63	-1227.06
26.60	-2403.49	-993.48	-2343.43	-2433.07	-2740.18	-2931.81	-2958.31
40.00	-4308.95	-2111.88	-4265.87	-4467.62	-4780.10	-4956.65	-5302.17
53.40	-6219.38	-3653.97	-7063.76	-6876.30	-7163.49	-7232.71	-8182.40

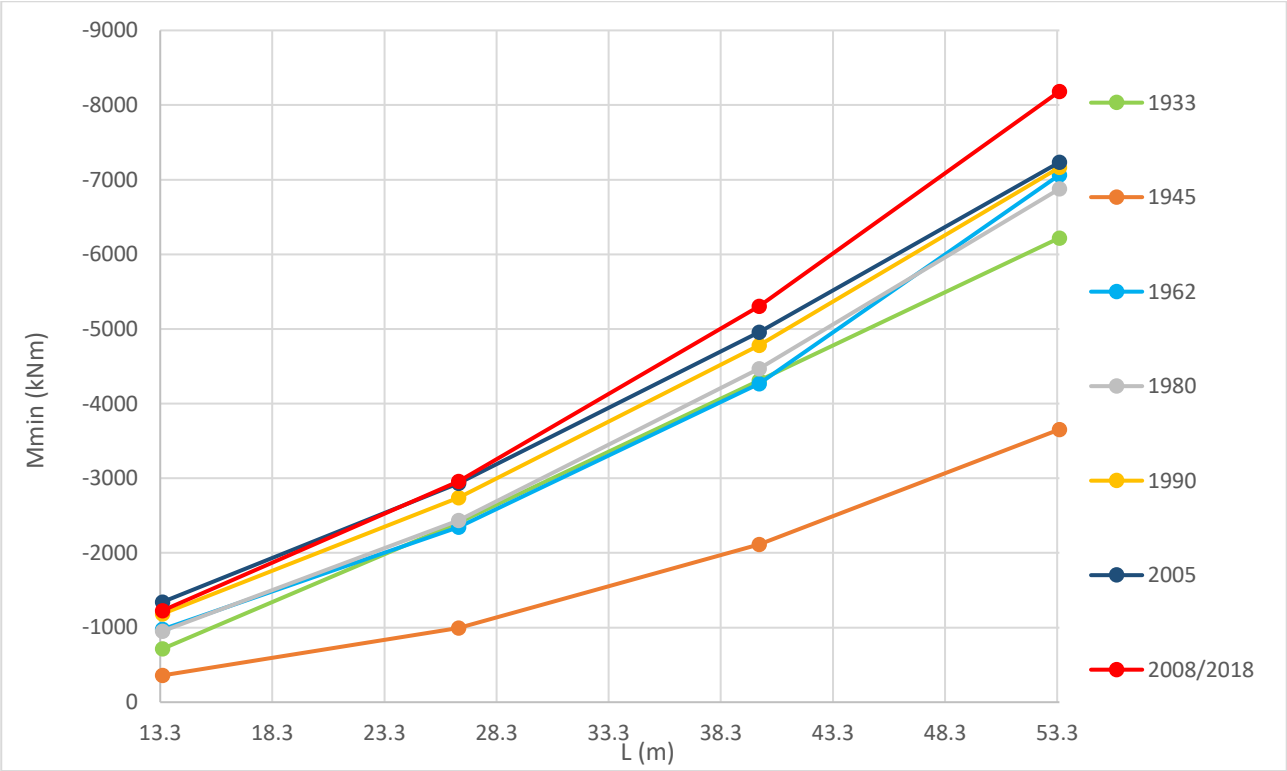


Grafico 3.90. *Rappresentazione dei risultati dei momenti minimi in appoggio.*

Un andamento molto simile a quello precedente lo si ottiene con i momenti in appoggio, solamente che si ottengono delle sollecitazioni dalle normative del 1962 in poi più vicine a quelle della norma attuale.

Taglio massimo sulla mensola

Tabella 3.32. *Tagli massimi sulla mensola ottenuti per ciascuna normativa.*

Massimo taglio mensola							
Luce campata centrale (m)	*Nor. 1933*	*Circ.1945*	*Circ. 1962*	*DM 1980*	*DM 1990*	*DM 2005*	*DM 2008/2018*
	V_{max} (kN)	V_{max} (kN)	V_{max} (kN)	V_{max} (kN)	V_{max} (kN)	V_{max} (kN)	V_{max} (kN)
13.40	529.51	217.93	670.61	640.74	796.52	857.48	793.32
26.60	864.89	374.32	798.55	841.79	968.78	991.26	972.35
40.00	993.94	522.03	1032.81	1021.15	1134.41	1141.59	1153.49
53.40	1054.57	664.44	1279.10	1173.70	1253.40	1274.27	1334.11

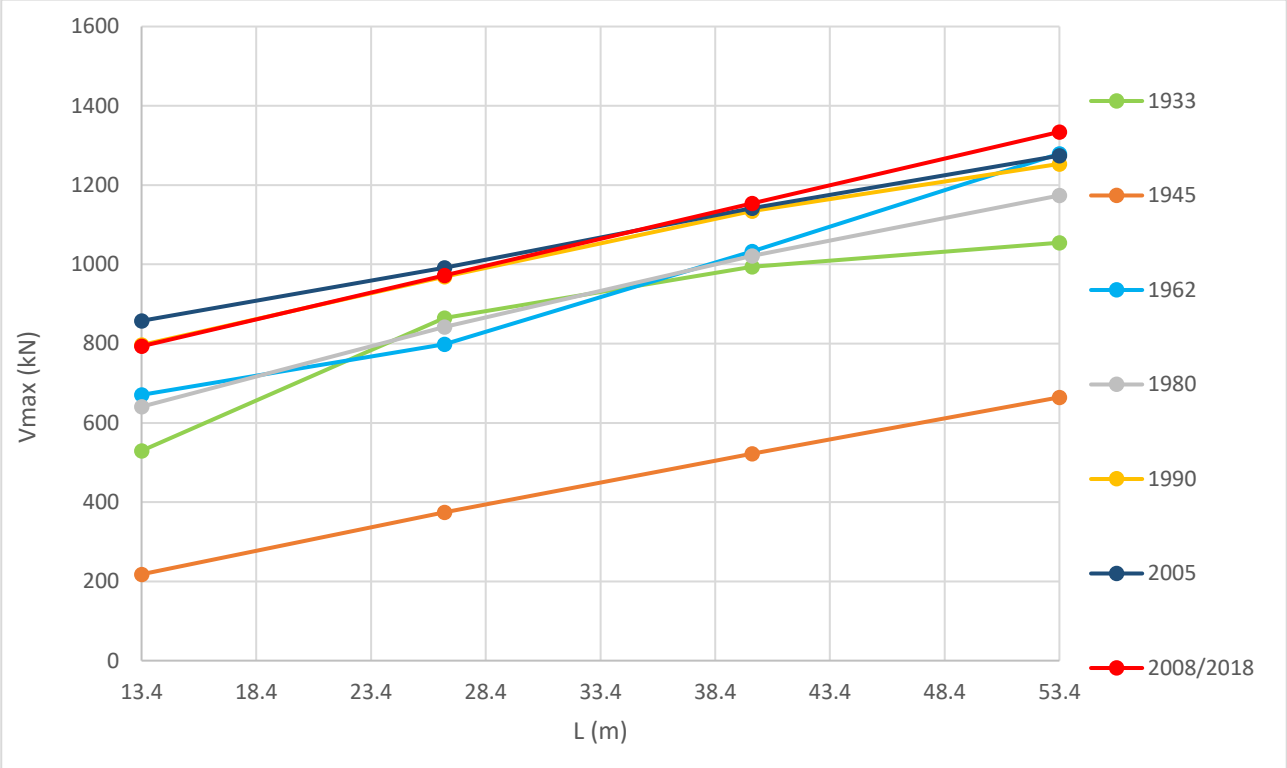


Grafico 3.91. *Rappresentazione dei risultati dei tagli massimi sulla mensola.*

Per il taglio, le sollecitazioni date dalla norma attuale, dal D.M. 2005 e D.M.1990 sono molto simili tra loro, mentre si ottengono valori un po' più piccoli tramite la Circolare 1962 e D.M.1980.

3.3.2. Applicazione dei carichi mobili ad un impalcato di 12 m.

Momento massimo sulla campata laterale

Tabella 3.33. *Valori del rapporto tra i momenti massimi della campata laterale.*

Momenti massimi campata laterale						
Luce campata laterale (m)	$M_{Max1933}/M_{Max2018}$	$M_{Max1945}/M_{Max2018}$	$M_{Max1962}/M_{Max2018}$	$M_{Max1980}/M_{Max2018}$	$M_{Max1990}/M_{Max2018}$	$M_{Max2005}/M_{Max2018}$
8.30	0.398	0.344	0.588	0.711	0.950	1.195
16.70	0.538	0.476	0.709	0.719	0.899	1.014
25.00	0.642	0.578	0.773	0.806	0.873	0.925
33.30	0.690	0.671	0.874	0.863	0.873	0.872

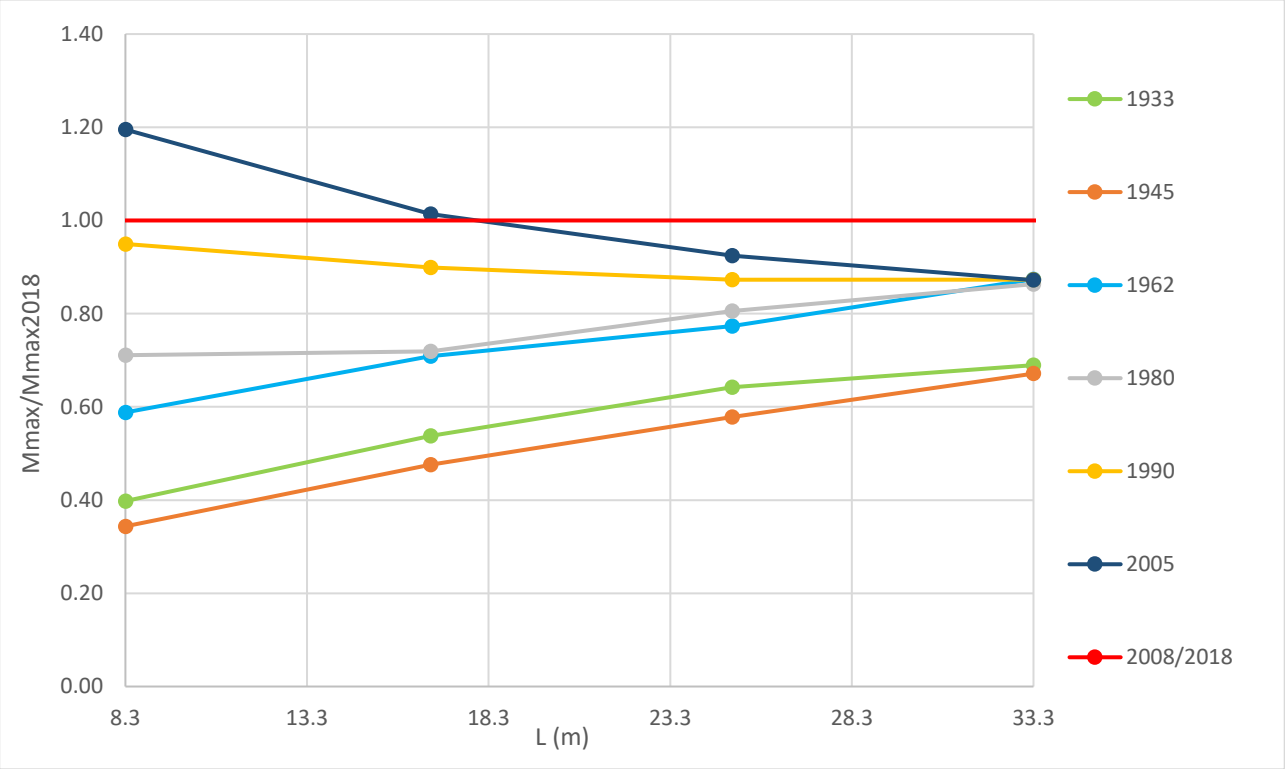


Grafico 3.92. *Rappresentazione dei risultati dei momenti massimi della campata laterale per l'impalcato di 12.00m.*

Si ottengono valori dei rapporti dei momenti per cui si ha un andamento decrescente all'aumentare della luce per le norme del 1990 e 2005, mentre per tutte le altre si ha un andamento contrario. Per le campate di luce maggiore si ottiene che i valori delle norme del 1962 e 1980 raggiungono quelli delle norme del 1990 e 2005.

Momenti minimo in appoggio

Tabella 3.34. *Valori del rapporto tra i momenti minimi in appoggio.*

Minimo momento appoggio						
Luce campata centrale (m)	$M_{Max1933}/M_{Max2018}$	$M_{Max1945}/M_{Max2018}$	$M_{Max1962}/M_{Max2018}$	$M_{Max1980}/M_{Max2018}$	$M_{Max1990}/M_{Max2018}$	$M_{Max2005}/M_{Max2018}$
13.40	0.451	0.430	0.700	0.675	0.943	1.156
26.60	0.642	0.568	0.800	0.780	0.934	1.054
40.00	0.699	0.682	0.877	0.865	0.928	0.992
53.40	0.718	0.769	0.955	0.903	0.914	0.936

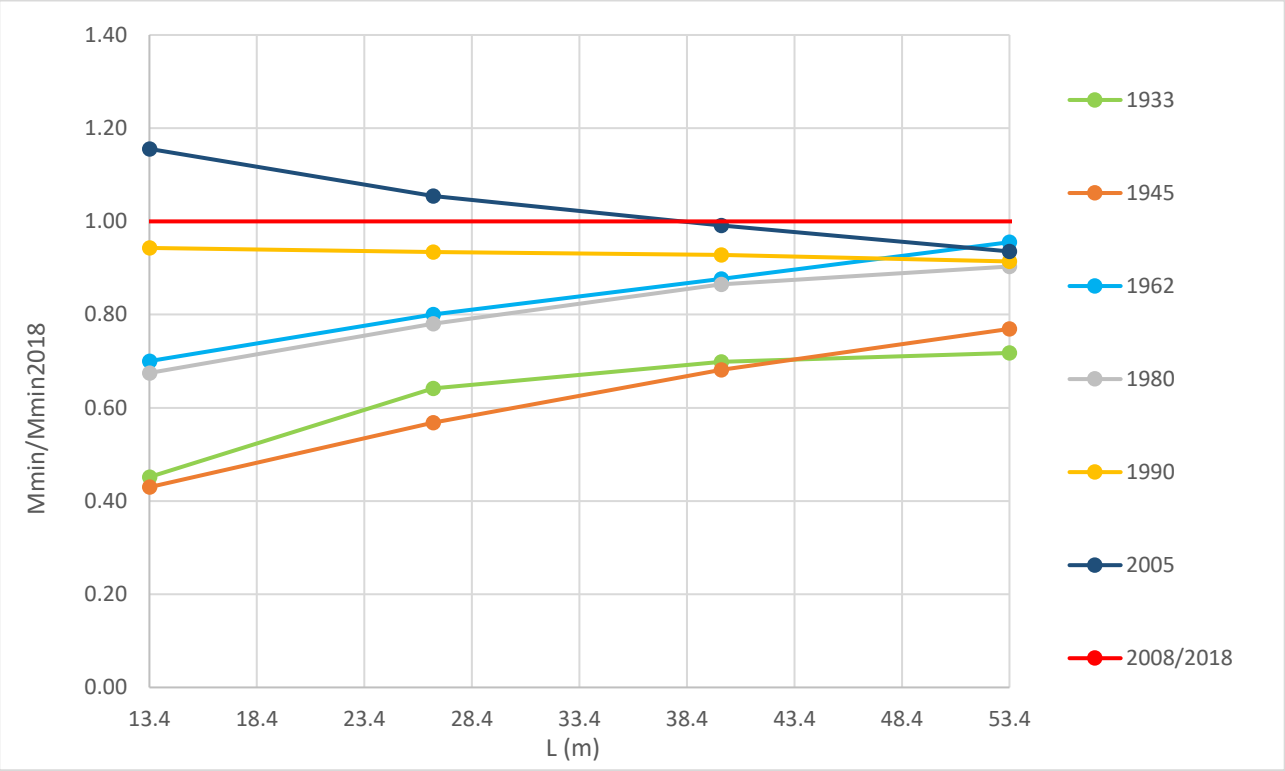


Grafico 3.93. *Rappresentazione dei risultati dei momenti minimi in appoggio per l'impalcato di 12.00m.*

Per i momenti in appoggio l'andamento è molto simile a quello dei momenti in campata, solamente si ottengono dei valori più alti.

Taglio massimo sulla mensola

Tabella 3.35. *Valori del rapporto tra i tagli massimi sulla mensola.*

Massimo taglio mensola						
Luce campata centrale (m)	$V_{Max1933}/V_{Max2018}$	$V_{Max1945}/V_{Max2018}$	$V_{Max1962}/V_{Max2018}$	$V_{Max1980}/V_{Max2018}$	$V_{Max1990}/V_{Max2018}$	$V_{Max2005}/V_{Max2018}$
13.40	0.509	0.428	0.752	0.705	0.986	1.144
26.60	0.713	0.648	0.872	0.823	1.008	1.077
40.00	0.760	0.771	0.986	0.905	1.015	1.035
53.40	0.769	0.856	1.063	0.948	0.981	0.993

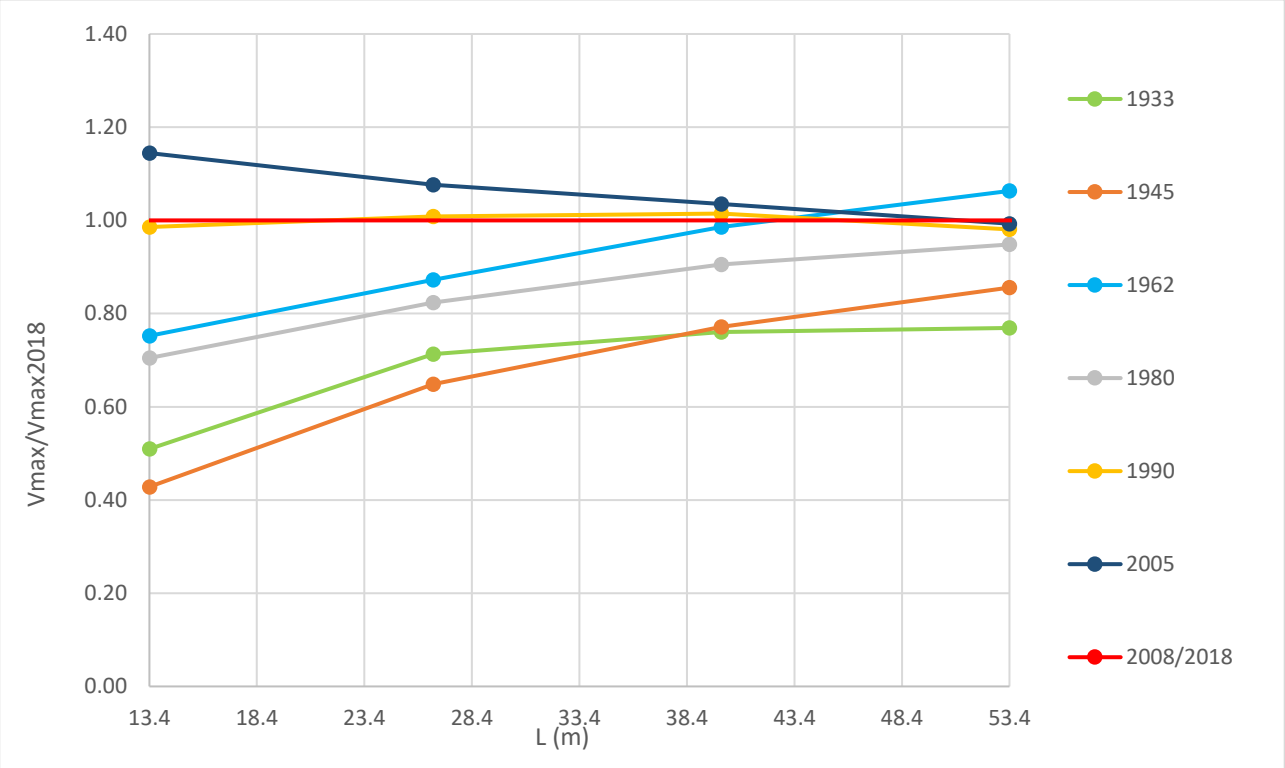


Grafico 3.94. *Rappresentazione dei risultati dei tagli massimi sulla mensola per l'impalcato di 12.00m.*

Il rapporto dei tagli risulta superiore all'unità per le norma del 2005 e pari ad 1 per la norma del 1990. Anche le norme del 1962 e 1980 assumono valori di 0,70 per le campate più corte e raggiungono l'unità per le luci maggiori. Mentre per le norme del '33 e del '45 si hanno valori tra 0,40 e 0,80.

3.3.3. Confronto tra le forme dei diagrammi per l'impalcato di 12 m.

È stato effettuato il confronto tre le norme del 1945, 1980, 2005 e 2018.

- **Trave Gerber 10 m.**

Momento

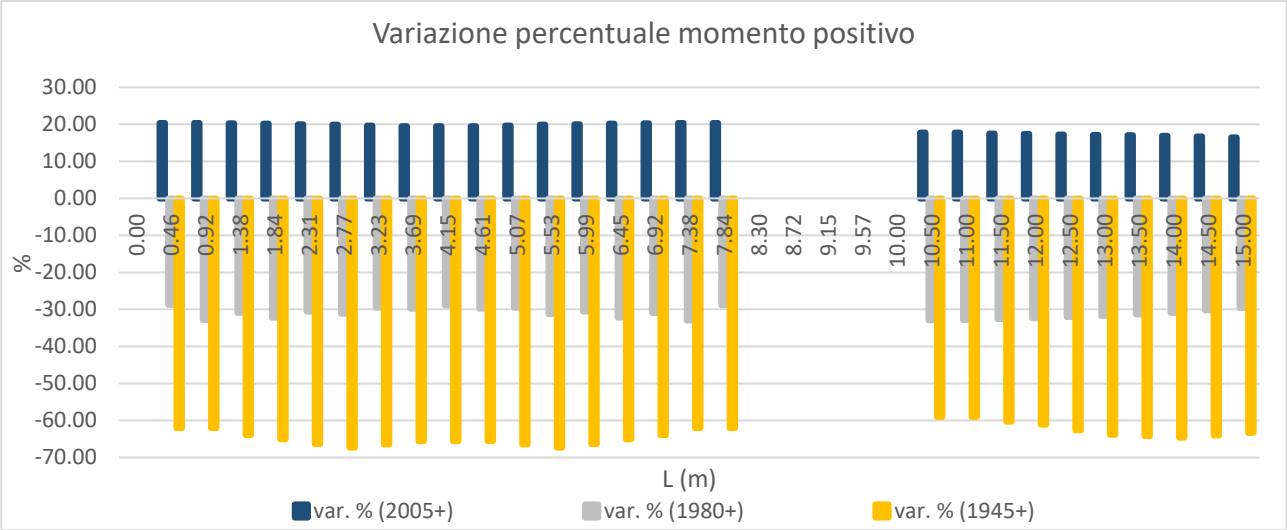


Grafico 3.95. *Variazione percentuale dei momenti positivi delle norme del 1945, 1980 e 2005.*

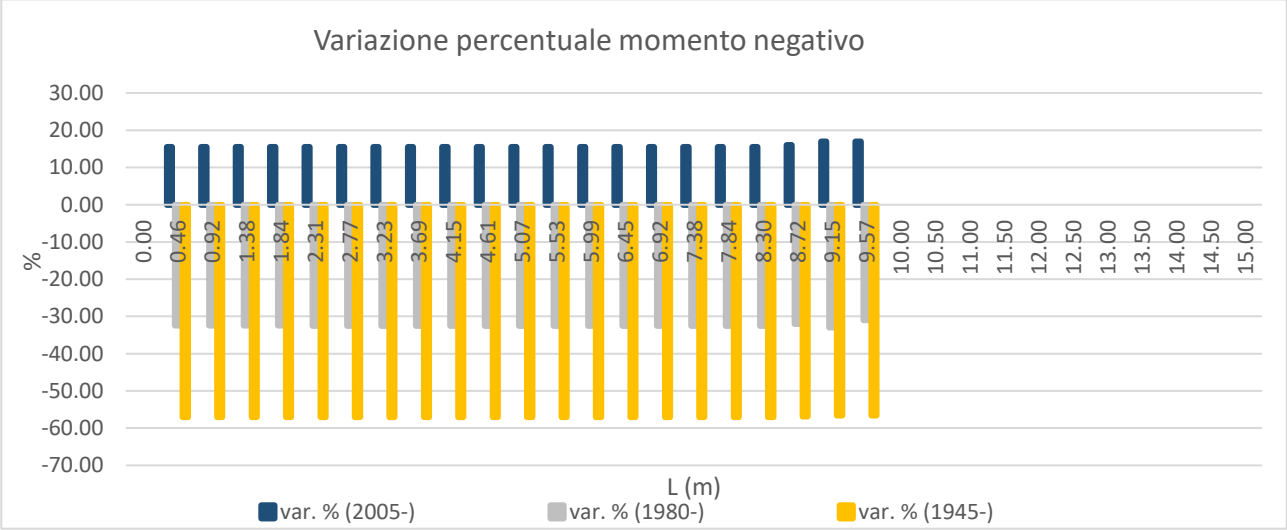


Grafico 3.96. *Variazione percentuale dei momenti negativi delle norme del 1945, 1980 e 2005.*

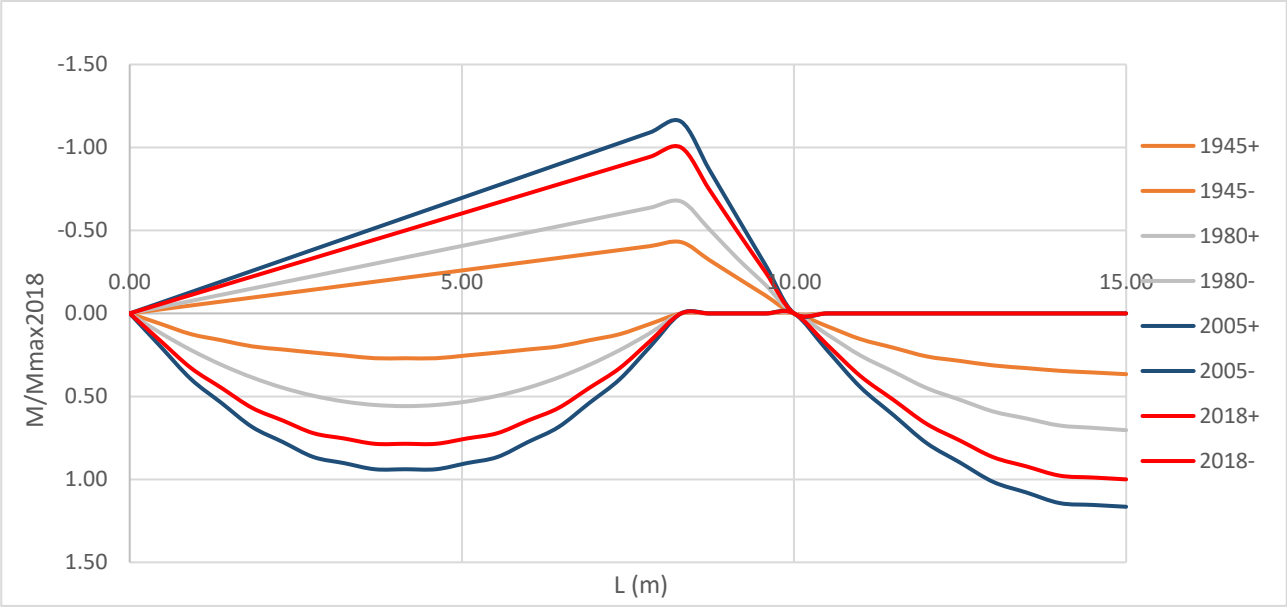


Grafico 3.97. *Diagrammi dei momenti normalizzati rispetto al momento massimo delle NTC 2018.*

I momenti massimi sia positivi e negativi sono quelli derivanti dalla norma del 2005. La norma del 1945 fornisce momenti inferiori, rispetto a quelli delle NTC2018, del 65% in campata e del 60% in appoggio, mentre per la norma del 1980 si hanno variazioni del 30% sia in campata e in appoggio.

<u>Taglio</u>

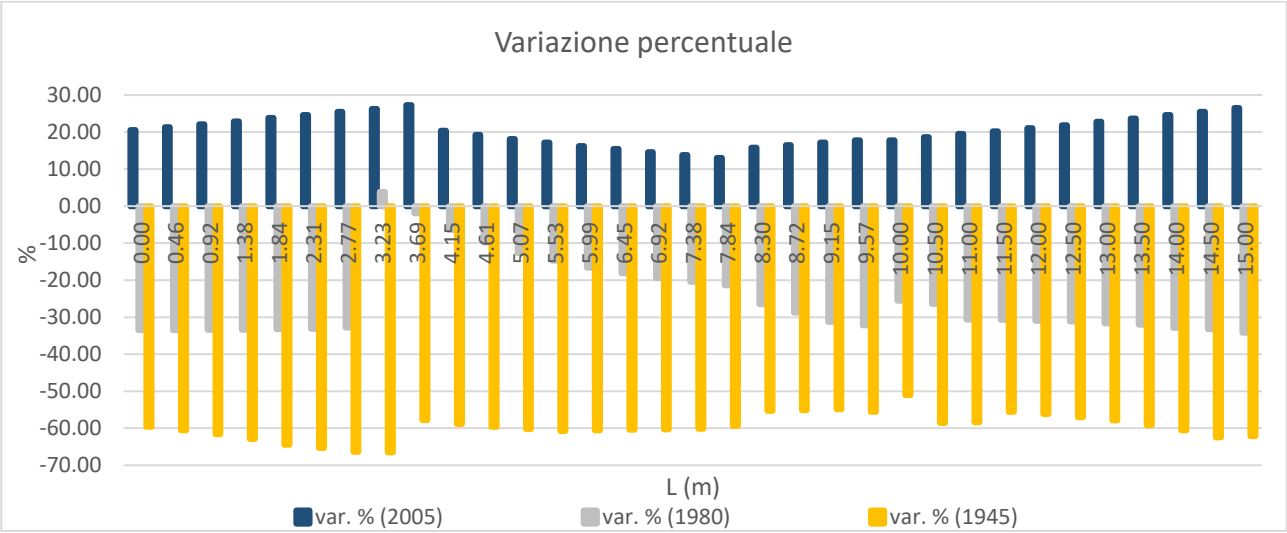


Grafico 3.98. *Variazione percentuale dei tagli delle norme del 1945, 1980 e 2005.*

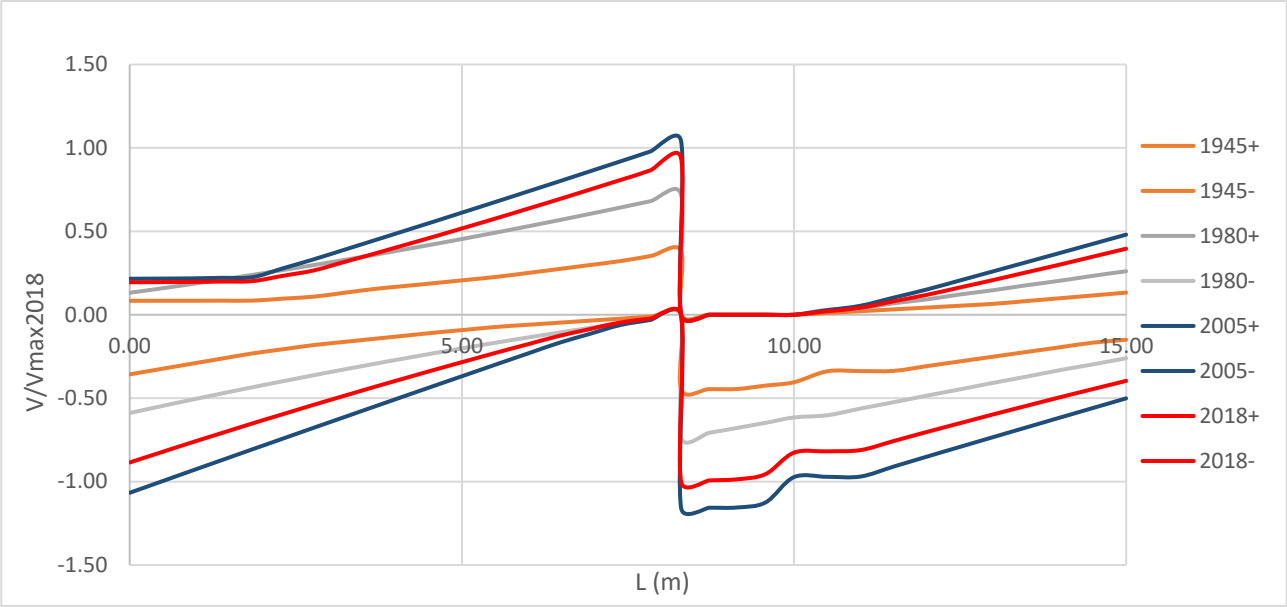


Grafico 3.99. *Diagrammi dei tagli normalizzati rispetto al momento massimo delle NTC 2018.*

Anche i tagli derivanti dalla norma del 2005 risultano i massimi. Si ottengono tagli inferiori del 30% per la norma del 1980 e del 60% per la norma del 1945.

- **Trave Gerber 20 m**

<u>Momento</u>

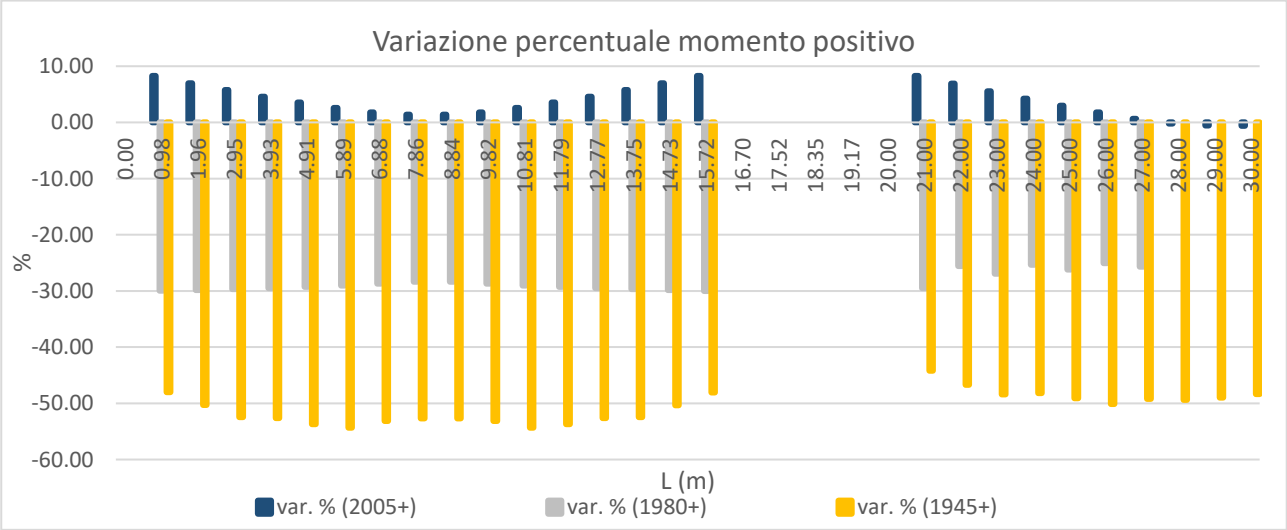


Grafico 3.100. *Variazione percentuale dei momenti positivi delle norme del 1945, 1980 e 2005.*

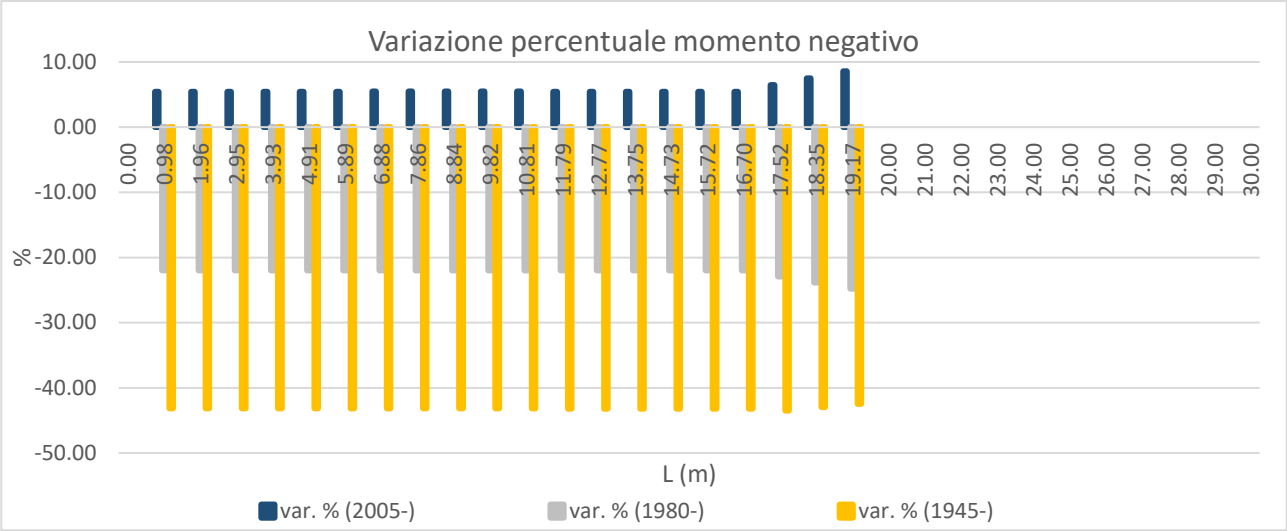


Grafico 3.101. *Variazione percentuale dei momenti negativi delle norme del 1945, 1980 e 2005.*

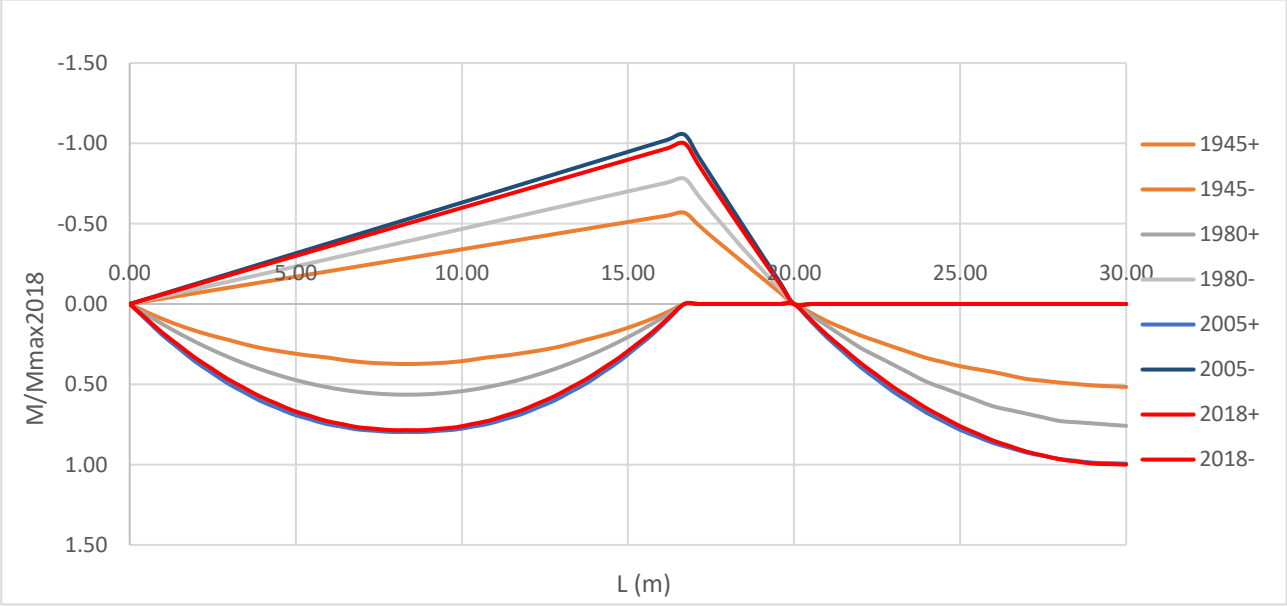


Grafico 3.102. *Diagrammi dei momenti normalizzati rispetto al momento massimo delle NTC 2018.*

I momenti derivanti dalla norma del 2005 risultano simili, in campata, alla norma attuale, mentre in appoggio si ottengono momenti leggermente superiori. Con la norma del 1980 si hanno momenti inferiori del 30% in campata e del 25% in appoggio, mentre con la norma del 1945 si raggiungono variazioni percentuali del 50% in campata e del 45% in appoggio.

Taglio

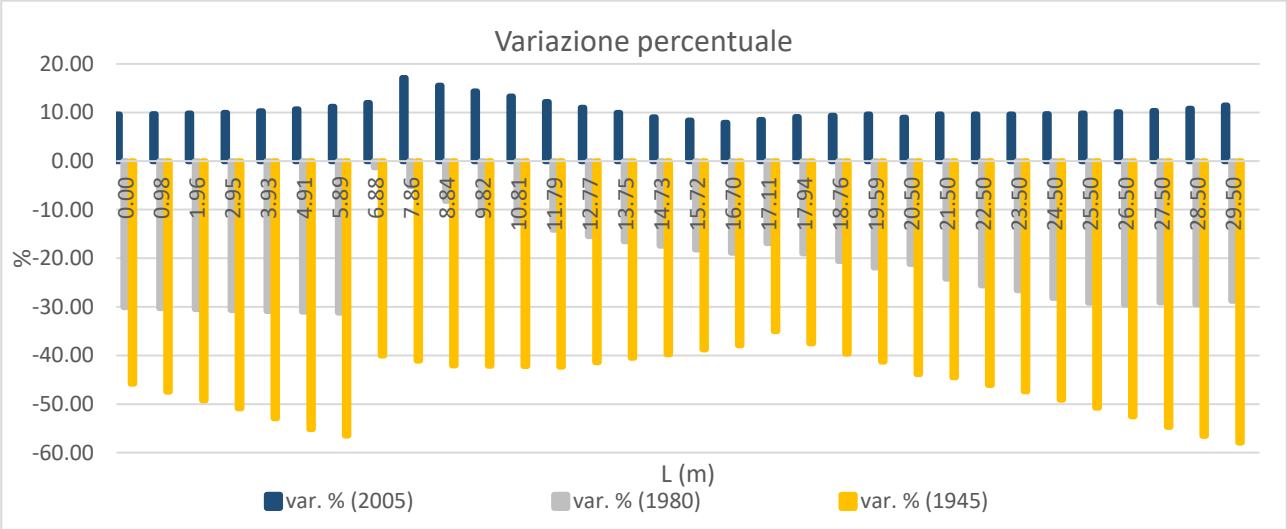


Grafico 3.103. *Variazione percentuale dei tagli delle norme del 1945, 1980 e 2005.*

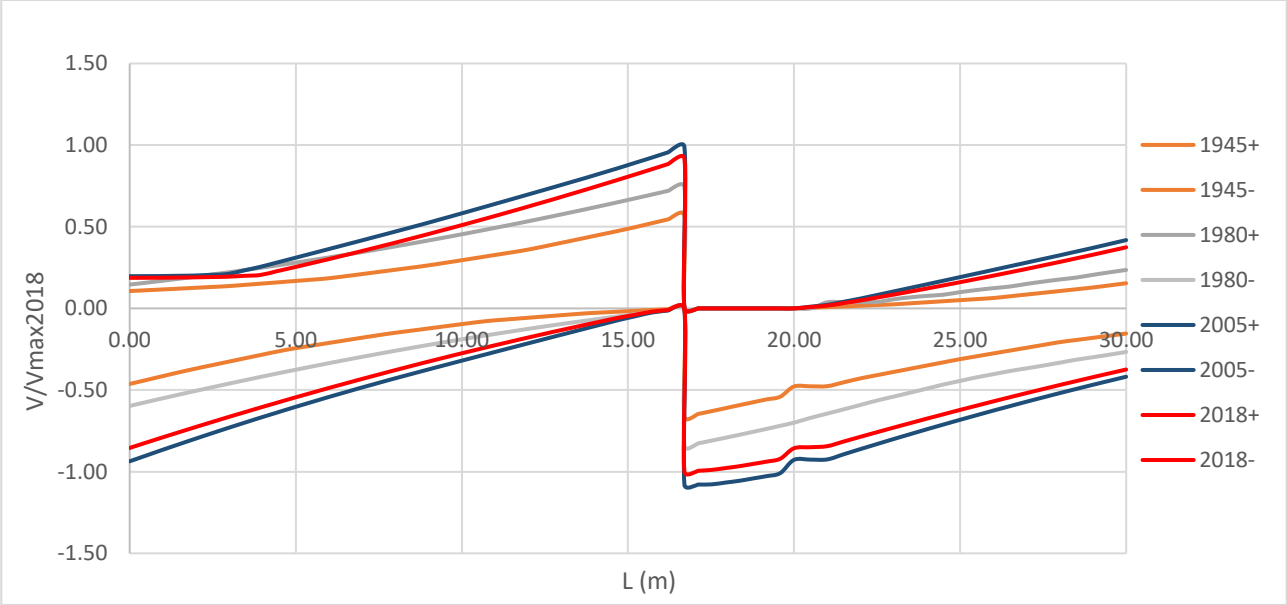


Grafico 3.104. *Diagrammi dei tagli normalizzati rispetto al momento massimo delle NTC 2018.*

Anche in questo caso i tagli massimi sono quelli derivanti dalla norma del 2005. Per le norme del 1980 e 1945 si ottengono variazioni rispettivamente del 20% e del 40% per i tagli massimi nella campata centrale.

- **Trave Gerber 30 m.**

Momento

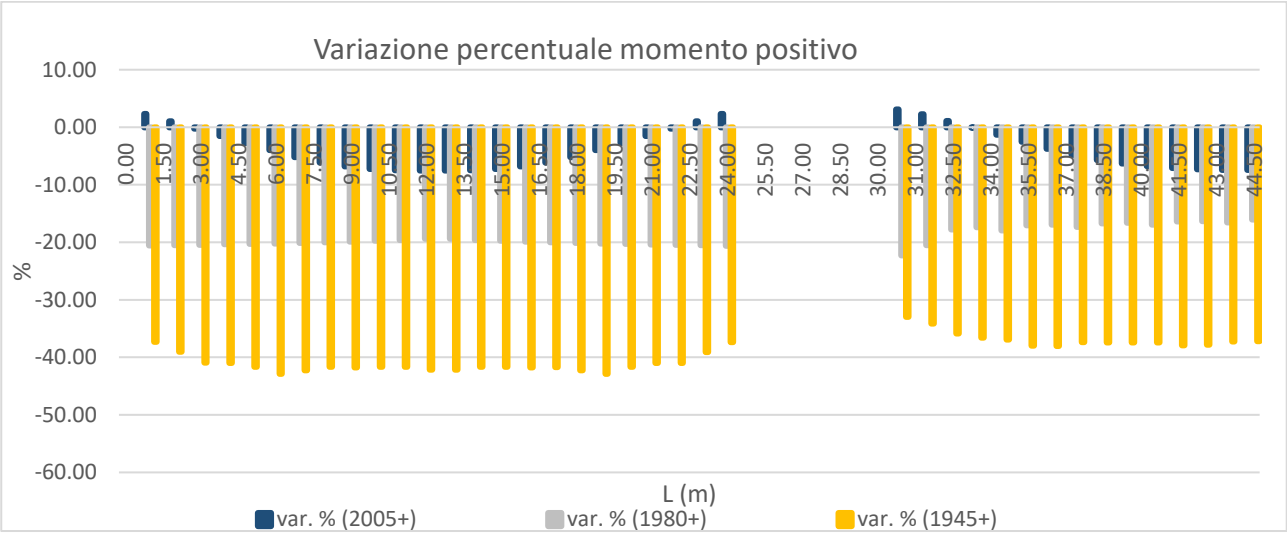


Grafico 3.105. *Variazione percentuale dei momenti positivi delle norme del 1945, 1980 e 2005.*

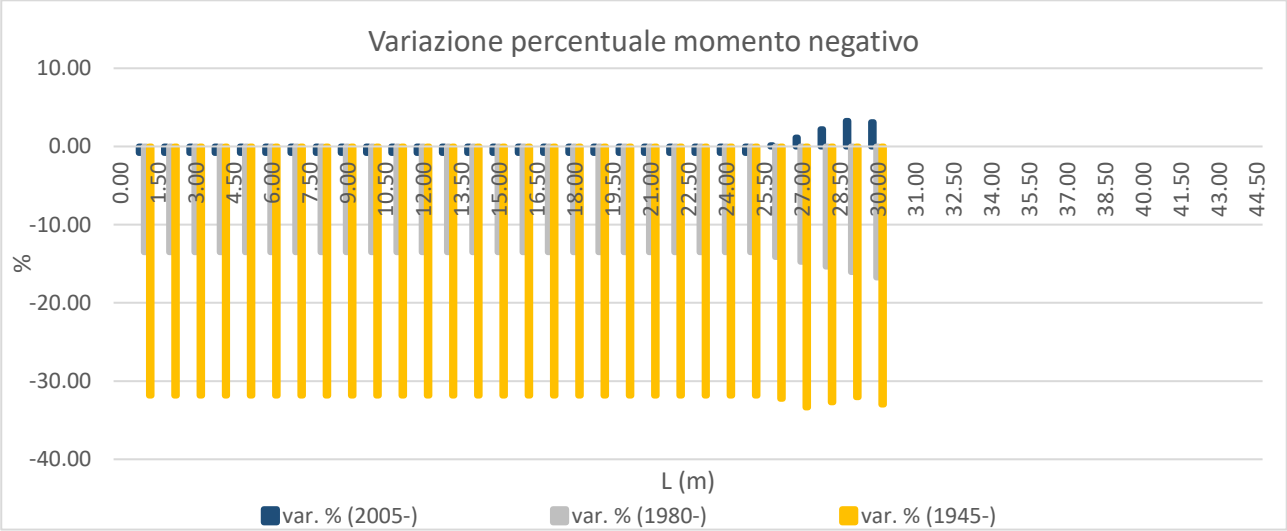


Grafico 3.106. *Variazione percentuale dei momenti negativi delle norme del 1945, 1980 e 2005.*

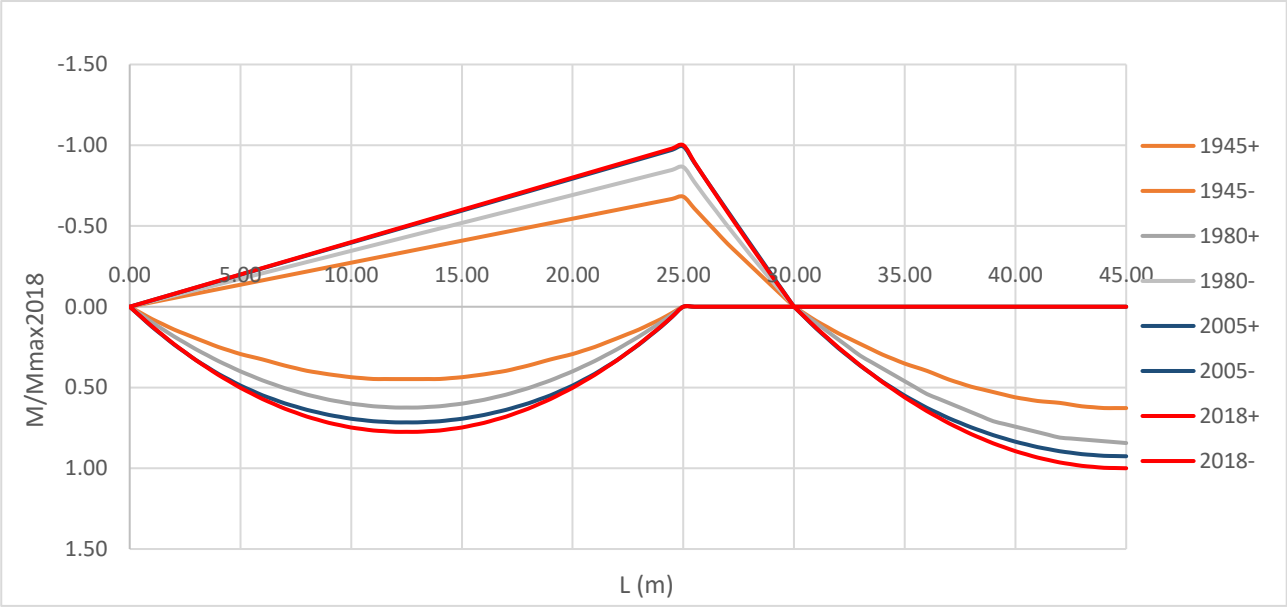


Grafico 3.107. *Diagrammi dei momenti normalizzati rispetto al momento massimo delle NTC 2018.*

I momenti massimi risultano quelli derivanti dalla norma attuale. Solamente in appoggio quelli determinati dalla norma del 2005 risultano leggermente superiori, mentre in campata si ottengono momenti inferiore del 10%. Con la norma del 1980 si ottengono momenti inferiori del 20% in campata del 15% in appoggio, mentre per la norma del 1945 si ottengono variazioni del 40% in mezzeria e del 30% in appoggio.

<u>Taglio</u>

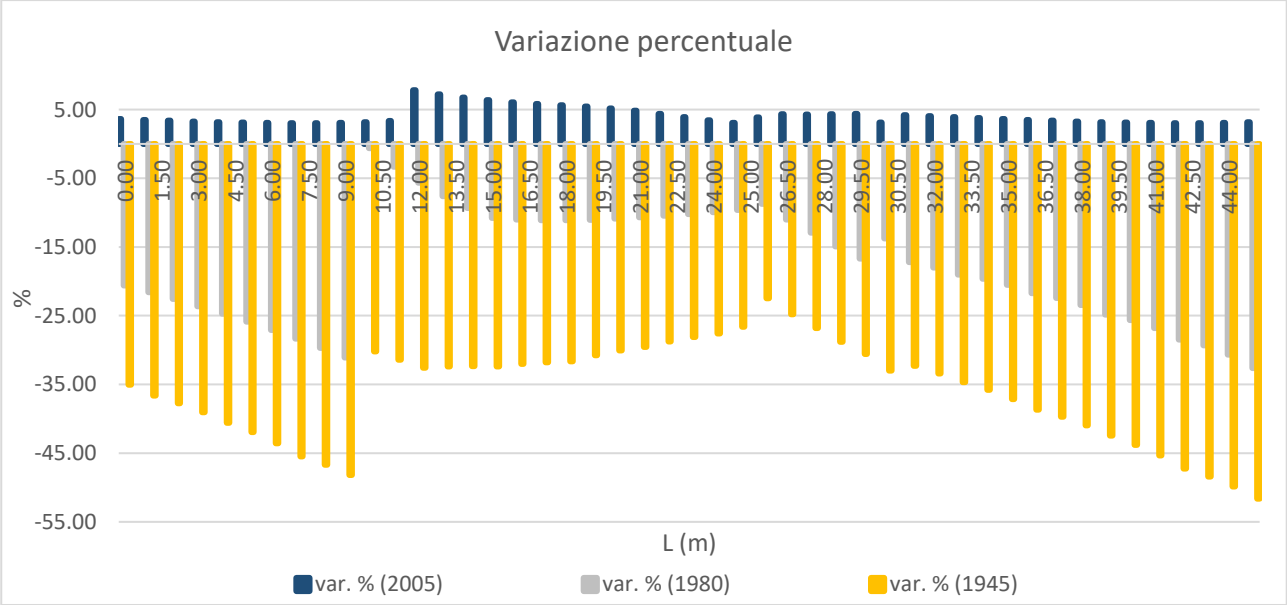


Grafico 3.108. *Variazione percentuale dei tagli delle norme del 1945, 1980 e 2005.*

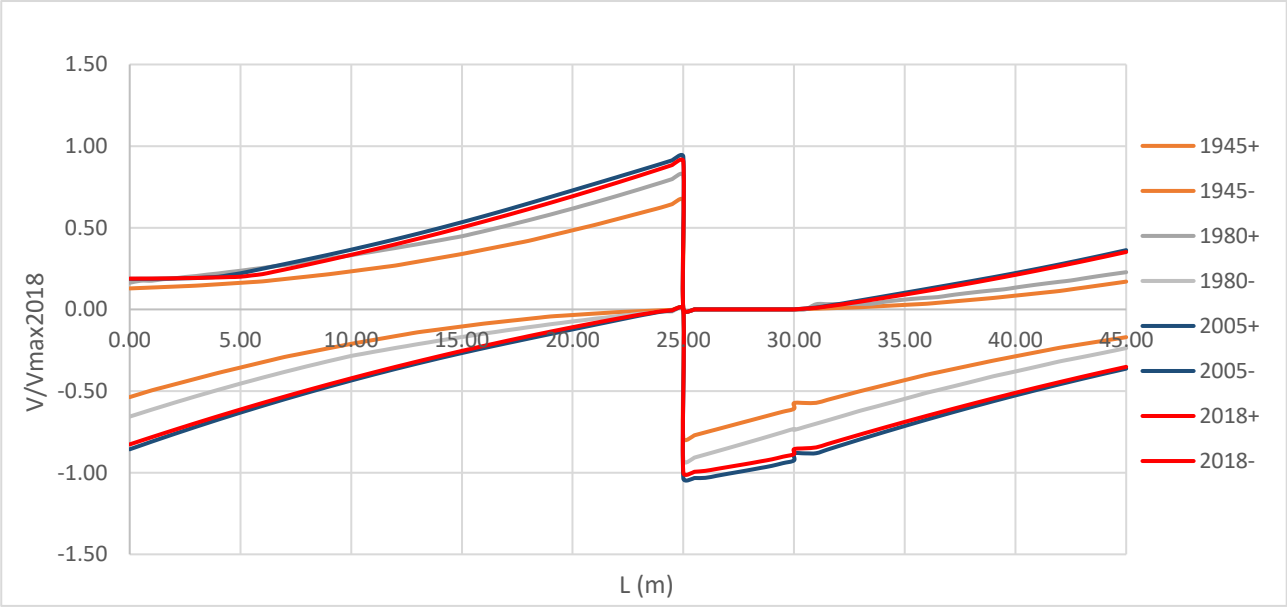


Grafico 3.109. *Diagrammi dei tagli normalizzati rispetto al momento massimo delle NTC 2018.*

I tagli derivanti dalla norma del 2005 risultano molto simili a quelli della norma attuale, mentre per la norma del 1945 si hanno differenze del 25% e per la norma del 1980 del 15% per i tagli massimi nella campata centrale, mentre in mezzeria si raggiungono differenze del 50% e del 35%.

- **Trave Gerber 40 m.**

<u>Momento</u>

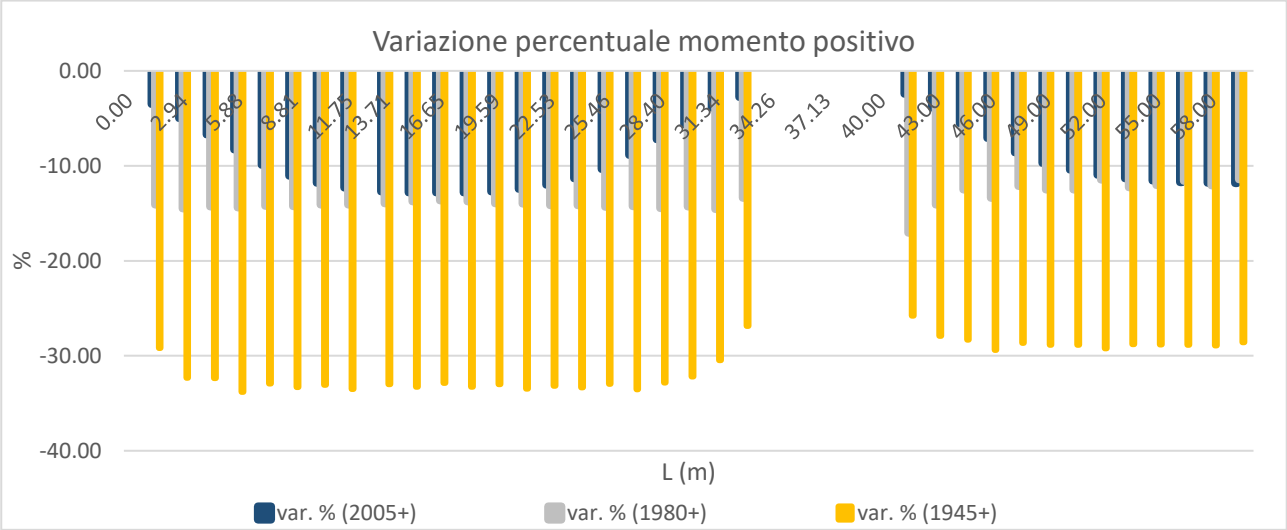


Grafico 3.110. *Variazione percentuale dei momenti positivi delle norme del 1945, 1980 e 2005.*

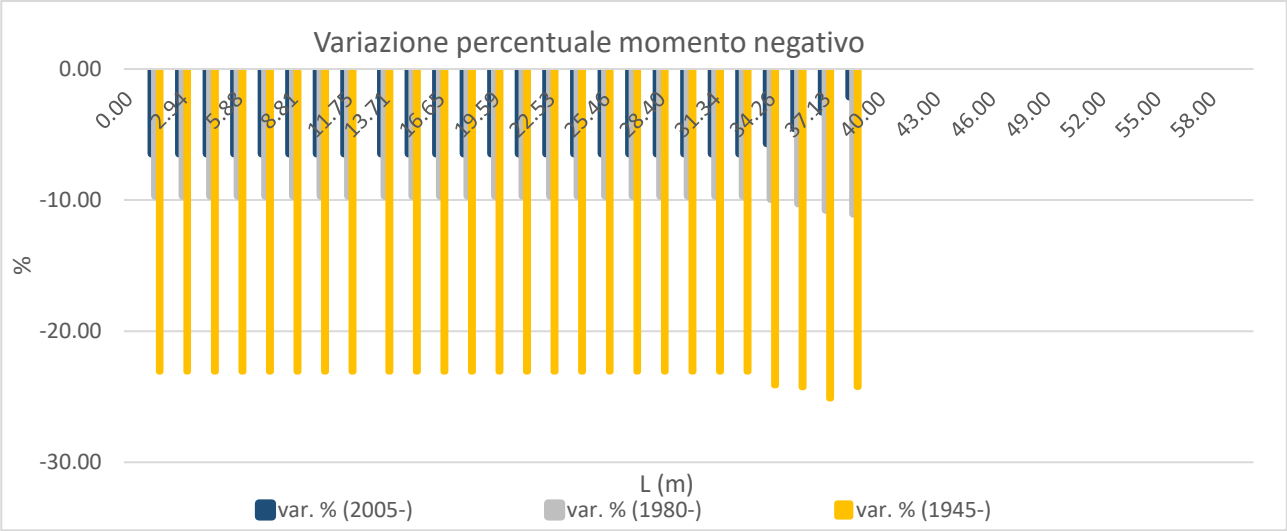


Grafico 3.111. *Variazione percentuale dei momenti negativi delle norme del 1945, 1980 e 2005.*

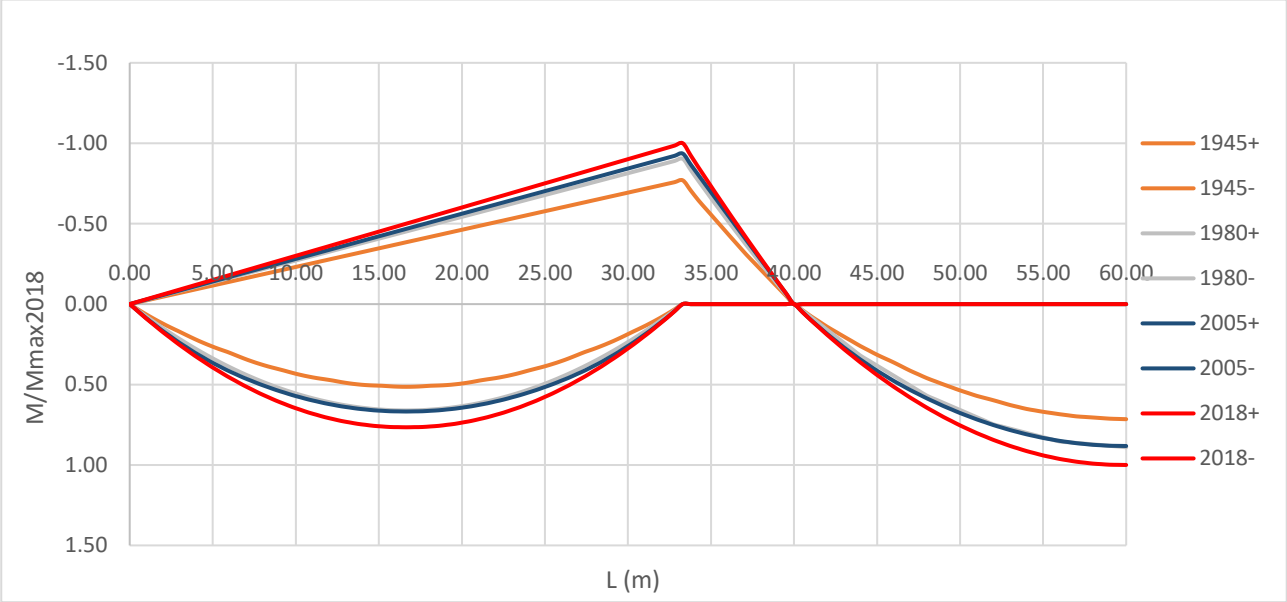


Grafico 3.112. *Diagrammi dei momenti normalizzati rispetto al momento massimo delle NTC 2018.*

La normativa del 2005 fornisce momenti inferiori del 12% in campata e del 5% in appoggio, mentre per le norme del 1980 e 1945 si hanno differenze del 15% in mezzeria e 10% in appoggio per la prima e del 35% in mezzeria e del 25% in appoggio per la seconda.

Taglio

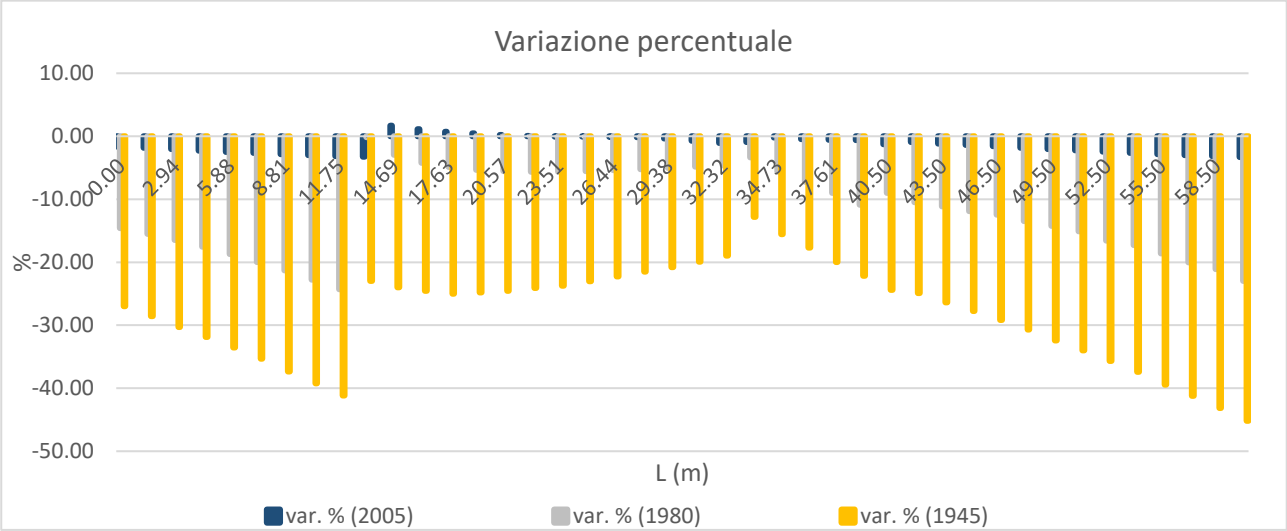


Grafico 3.113. *Variazione percentuale dei tagli delle norme del 1945, 1980 e 2005.*

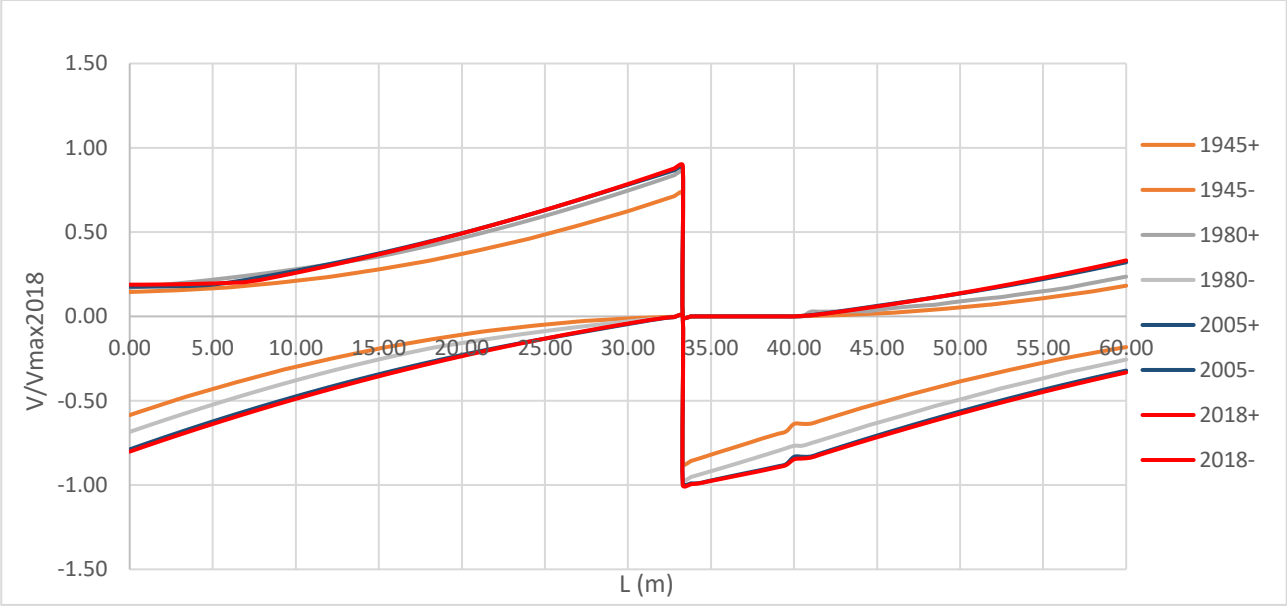


Grafico 3.114. *Diagrammi dei tagli normalizzati rispetto al momento massimo delle NTC 2018.*

I tagli derivanti dalla norma del 2005 risulta simile a quella delle NTC2018, invece per le norme del 1945 e 1980 si anno differenze rispettivamente del 12% e 4% per i tagli massimi nella campata centrale e del 45% e 25% in mezzeria.

3.3.4. Confronto tra i carichi delle linee guida e delle normative.

3.3.4.1. Applicazione sulla singola corsia di carico

Per prima cosa vengono riportati i coefficienti dinamici applicati ai carichi mobili delle linee guida poi i risultati ottenuti.

Tabella 3.36. *Coefficienti dinamici.*

Schemi longitudinali		Φ	
		L=a	L=b
trave gerber 10 m	minimo momento appoggio	-	1.39
	massimo momento campata laterale	1.40	-
	massimo taglio	-	1.39
trave gerber 20 m	minimo momento appoggio	-	1.31
	massimo momento campata laterale	1.36	-
	massimo taglio	-	1.31
trave gerber 30 m	minimo momento appoggio	-	1.23
	massimo momento campata laterale	1.30	-
	massimo taglio	-	1.23
trave gerber 40 m	minimo momento appoggio	-	1.16
	massimo momento campata laterale	1.24	-
	massimo taglio	-	1.16
L=a: luce campata laterale; L=b: luce mensola + trave gerber;			

<u>Momento massimo nella campata laterale</u>

Tabella 3.37. *Momento massimo della campata laterale degli schemi da Codice della Strada.*

Momento massimo campata laterale								
Luce campata laterale (m)	*L.G. pesante*	*L.G. intermedio*	*L.G. leggero*	*L.G. leggerissimo*	senza coefficienti dinamici			
					L.G. pesante	*L.G. intermedio*	*L.G. leggero*	*L.G. leggerissimo*
	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} (kN·m)
8.30	734.22	511.20	194.58	89.30	524.45	365.14	138.98	63.79
16.70	2149.49	1471.76	637.42	354.35	1580.51	1082.18	468.64	260.56
25.00	3959.63	2826.24	1315.57	760.50	3045.87	2174.03	1011.98	585.00
33.30	6173.67	4532.76	2198.64	1289.08	4978.76	3655.45	1773.40	1039.58

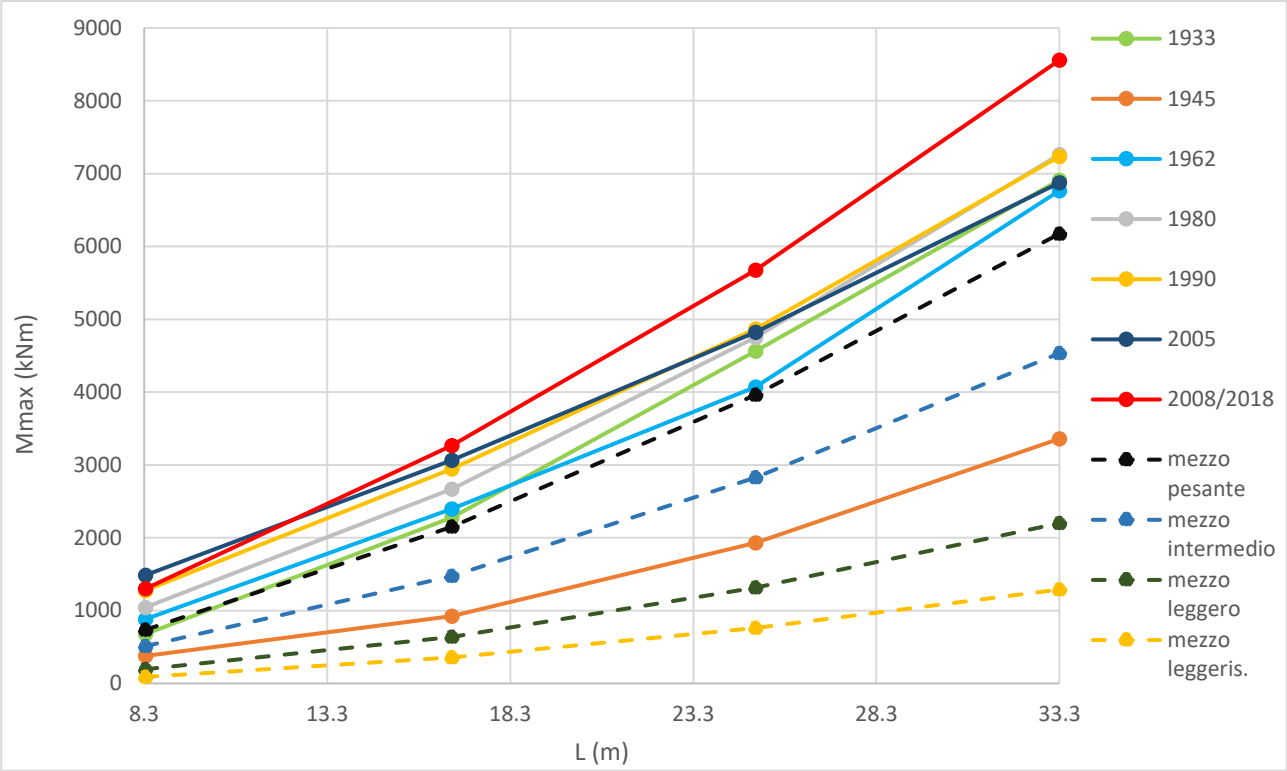


Grafico 3.115. *Rappresentazione dei risultati dei momenti della campata laterale degli schemi da Codice della Strada, considerando il coefficiente dinamico.*

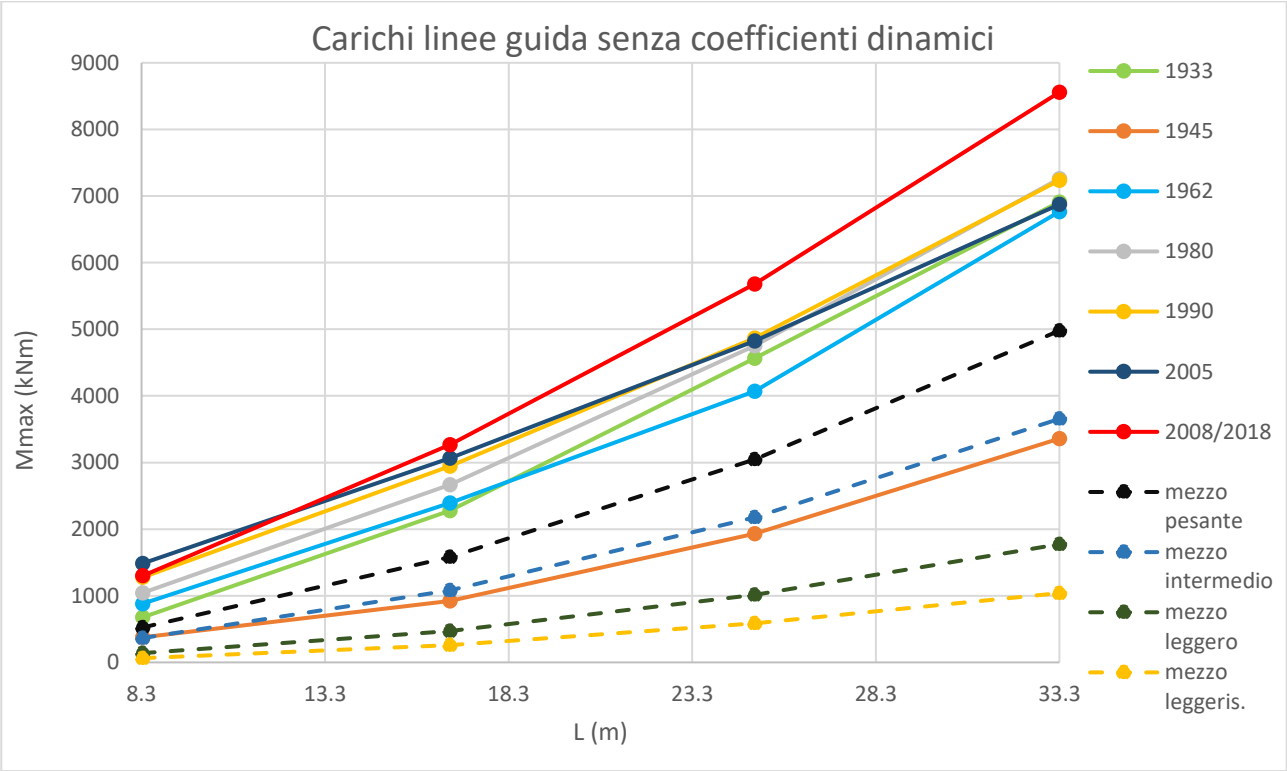


Grafico 3.116. *Rappresentazione dei risultati dei momenti della campata laterale degli schemi da Codice della Strada, non considerando il coefficiente dinamico.*

Momento minimo in appoggio

Tabella 3.38. *Momento minimo in appoggio degli schemi da Codice della Strada.*

Momento minimo appoggio								
Luce campata centrale (m)	*L.G. pesante*	*L.G. intermedio*	*L.G. leggero*	*L.G. leggerissimo*	senza coefficienti dinamici			
					L.G. pesante	*L.G. intermedio*	*L.G. leggero*	*L.G. leggerissimo*
	M_{min} (kN·m)	M_{min} (kN·m)	M_{min} (kN·m)	M_{min} (kN·m)	M_{min} (kN·m)	M_{min} (kN·m)	M_{min} (kN·m)	M_{min} (kN·m)
13.40	-763.37	-563.49	-238.66	-103.73	-549.18	-405.37	-171.72	-74.59
26.60	-2075.85	-1516.66	-707.84	-377.91	-1584.61	-1157.84	-540.25	-288.33
40.00	-3929.72	-2907.05	-1424.52	-807.62	-3188.91	-2364.60	-1158.03	-656.24
53.40	-6177.74	-4662.21	-2350.36	-1361.07	-5325.64	-4019.14	-2025.73	-1173.33

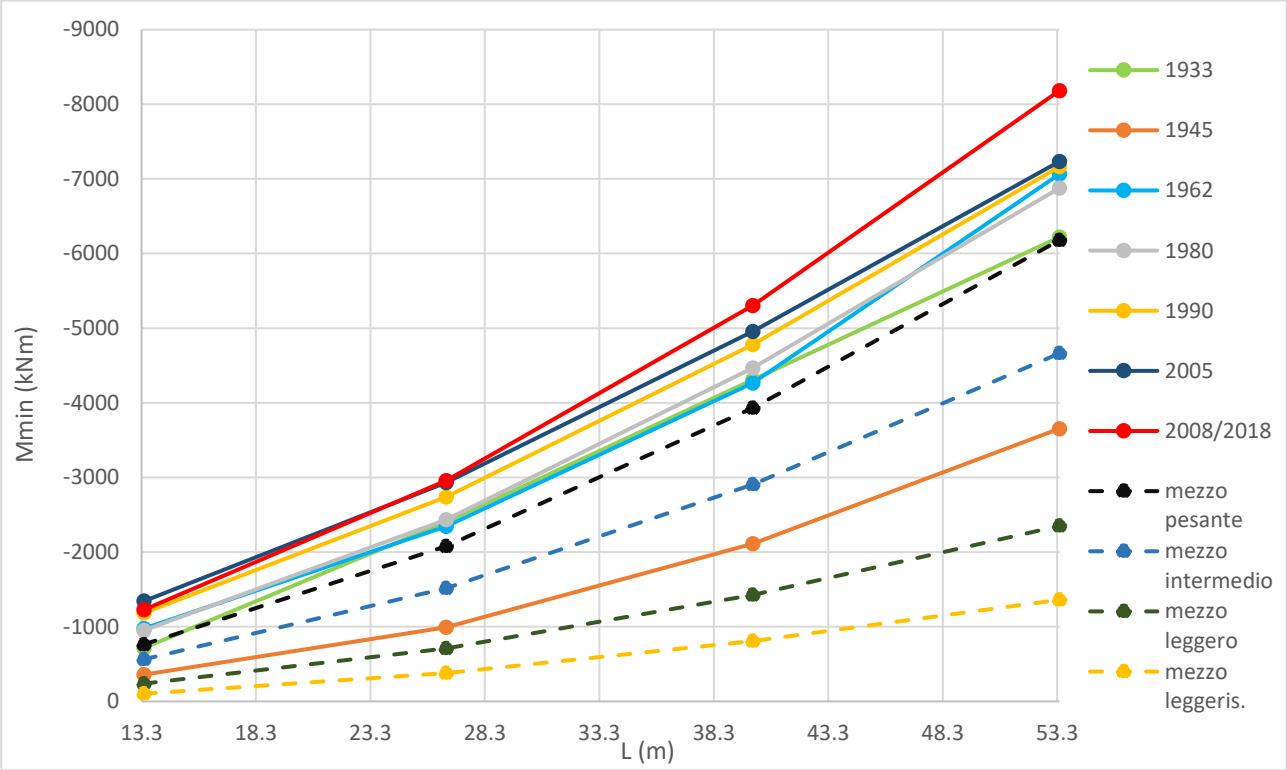


Grafico 3.117. *Rappresentazione dei risultati dei momenti in appoggio degli schemi da Codice della Strada, considerando il coefficiente dinamico.*

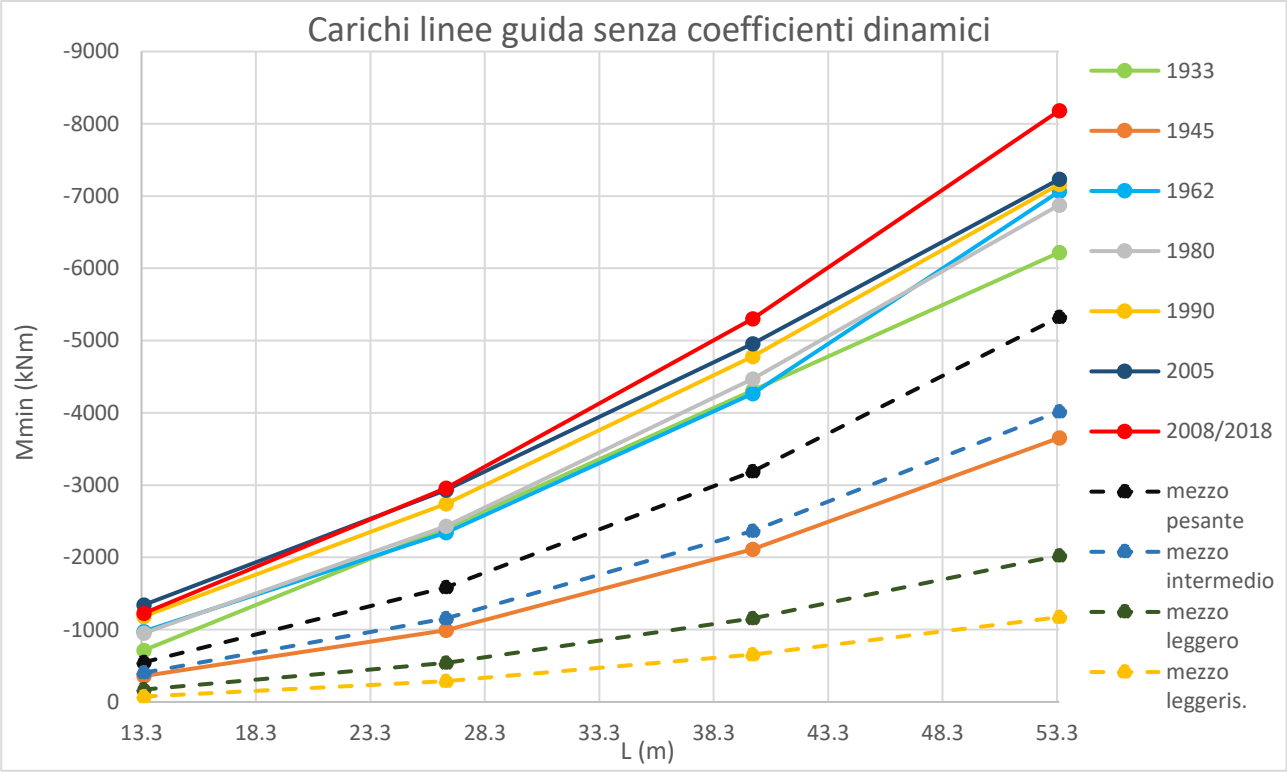


Grafico 3.118. *Rappresentazione dei risultati dei momenti in appoggio degli schemi da Codice della Strada, non considerando il coefficiente dinamico.*

Taglio massimo sulla mensola

Tabella 3.39. *Taglio massimo sulla mensola degli schemi da Codice della Strada.*

Taglio massimo mensola								
Luce campata centrale (m)	*L.G. pesante*	*L.G. intermedio*	*L.G. leggero*	*L.G. leggerissimo*	**senza coefficienti dinamici**			
					L.G. pesante	*L.G. intermedio*	*L.G. leggero*	*L.G. leggerissimo*
	V_{max} (kN)	V_{max} (kN)	V_{max} (kN)	V_{max} (kN)	V_{max} (kN)	V_{max} (kN)	V_{max} (kN)	V_{max} (kN)
13.40	544.22	388.32	169.29	74.68	356.39	258.95	111.14	47.07
26.60	770.34	556.67	268.56	135.56	562.21	406.84	194.00	96.66
40.00	947.52	707.87	355.99	189.21	743.17	553.27	276.81	146.26
53.40	1102.90	842.71	433.72	236.54	925.09	704.99	361.77	196.66

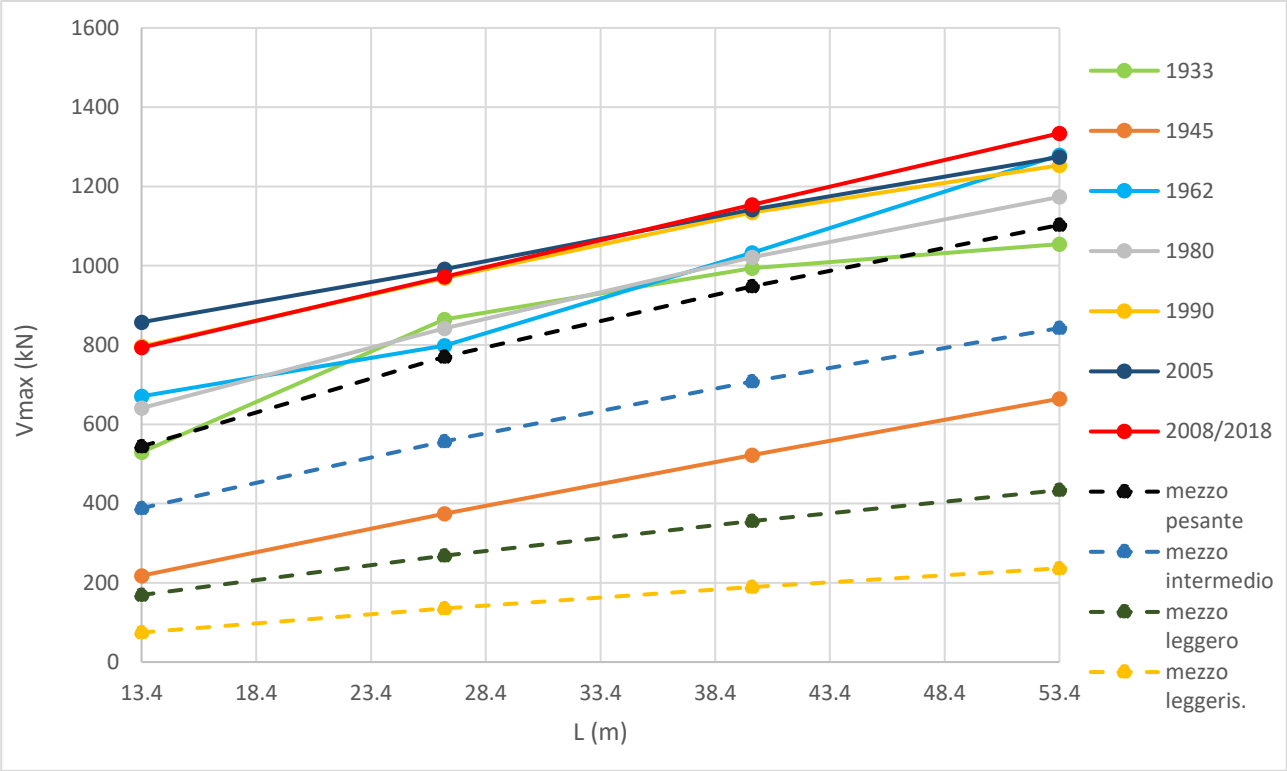


Grafico 3.119. *Rappresentazione dei risultati dei tagli sulla mensola degli schemi da Codice della Strada, considerando il coefficiente dinamico.*

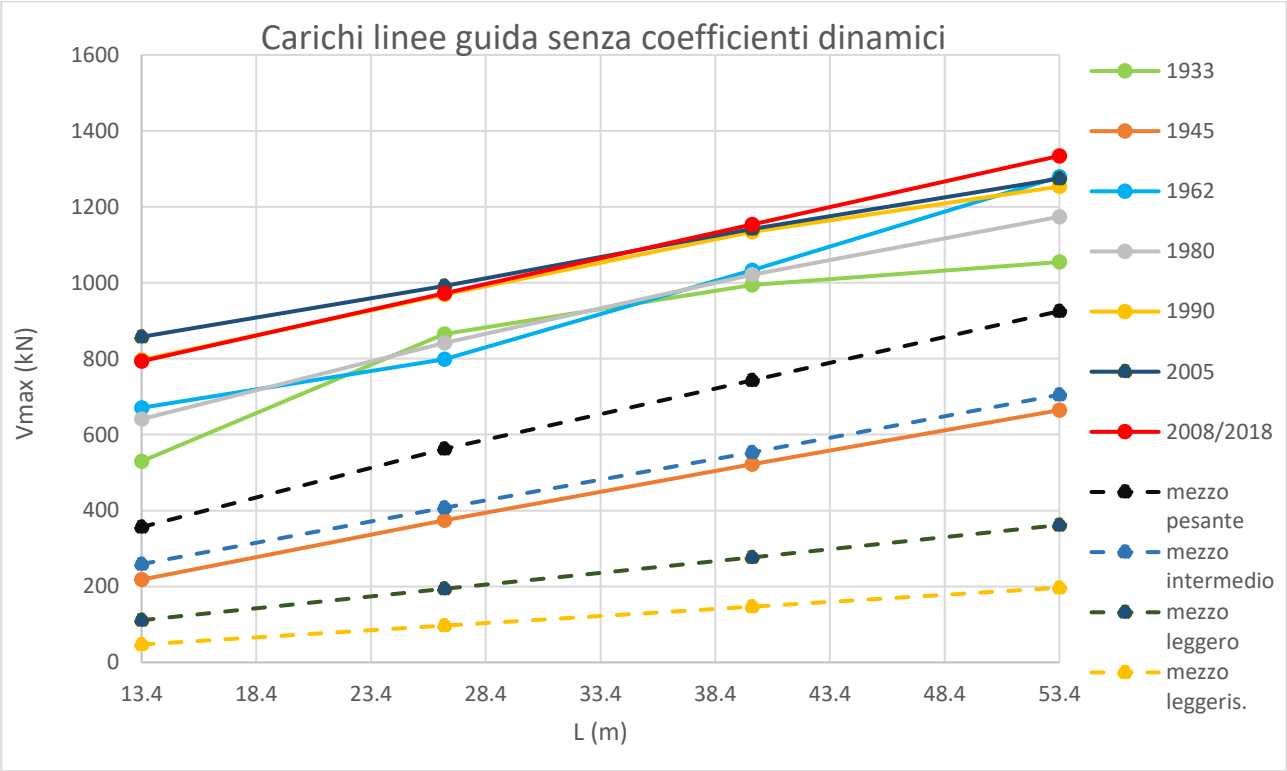


Grafico 3.120. *Rappresentazione dei risultati dei tagli sulla mensola degli schemi da Codice della Strada, non considerando il coefficiente dinamico.*

Come si nota da tutti i grafici, sia per i momenti in campata e in appoggio e per i tagli si ottiene che i carichi delle linee guida "mezzo leggero" e "mezzo leggerissimo" risultano gli schemi che forniscono le sollecitazioni più piccole e quindi è garantita la transitabilità di questi mezzi su tutti i ponti, mentre

per i “mezzi pesanti” e “mezzi intermedi” si ottengono sollecitazioni superiori a quelle della norma del 1945. Questo lo si ottiene in entrambe le condizioni.

3.3.4.2. Applicazione sull’impalcato di 12 m.

Momento massimo nella campata laterale

Tabella 3.40. *Valori del rapporto tra i momenti massimi degli schemi da Codice della Strada e i momenti3massimi delle NTC 2018, della campata laterale.*

Momenti massimi campata laterale								
Luce campata laterale (m)	$M_{pesante}/M_{Max2018}$	$M_{inter.}/M_{Max2018}$	$M_{leggero}/M_{Max2018}$	$M_{leggeris.}/M_{Max2018}$	senza coefficienti dinamici e folla			
					$M_{pesante}/M_{Max2018}$	$M_{inter.}/M_{Max2018}$	$M_{leggero}/M_{Max2018}$	$M_{leggeris.}/M_{Max2018}$
8.30	0.885	0.624	0.253	0.130	0.627	0.440	0.175	0.087
16.70	1.053	0.734	0.341	0.208	0.764	0.530	0.241	0.143
25.00	1.133	0.824	0.412	0.261	0.857	0.619	0.302	0.186
33.30	1.186	0.888	0.457	0.282	0.937	0.697	0.354	0.221

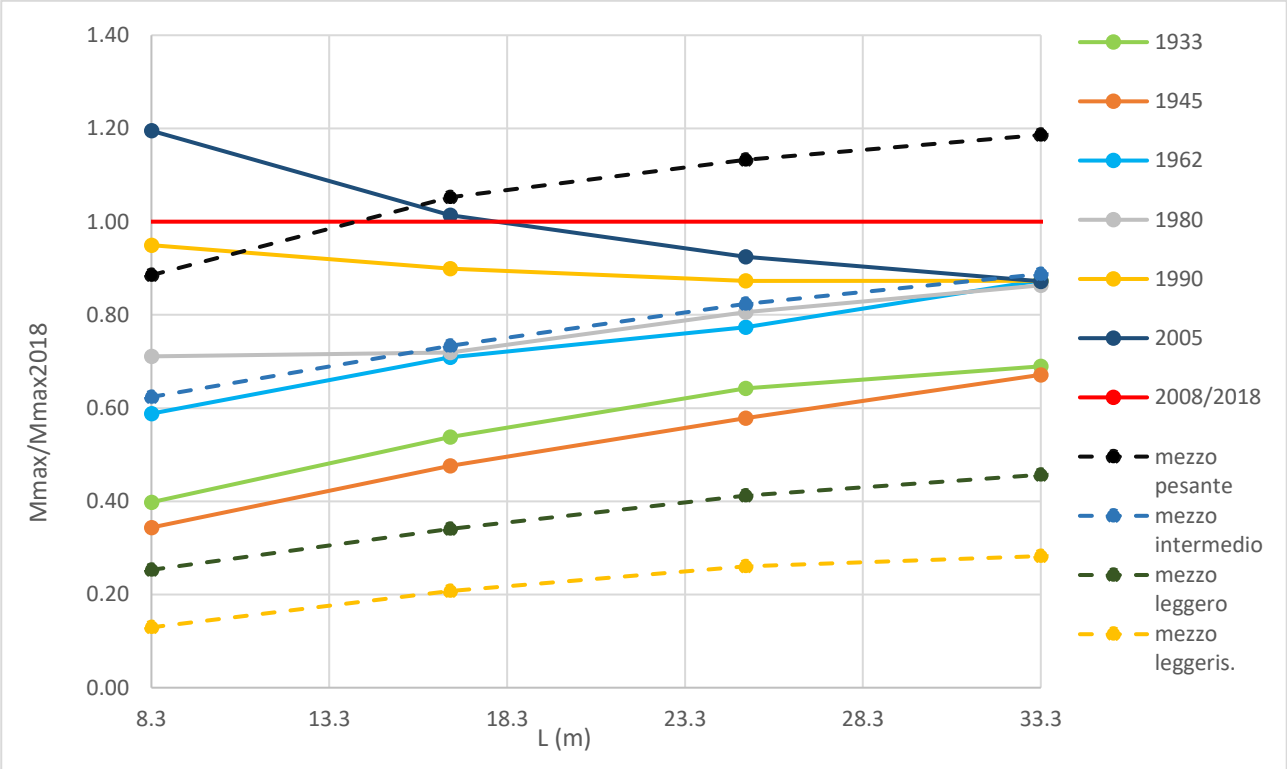


Grafico 3.121. *Rappresentazione dei risultati dei momenti della campata laterale degli schemi da Codice della Strada, considerando il coefficiente dinamico e la folla nella zona rimanente.*

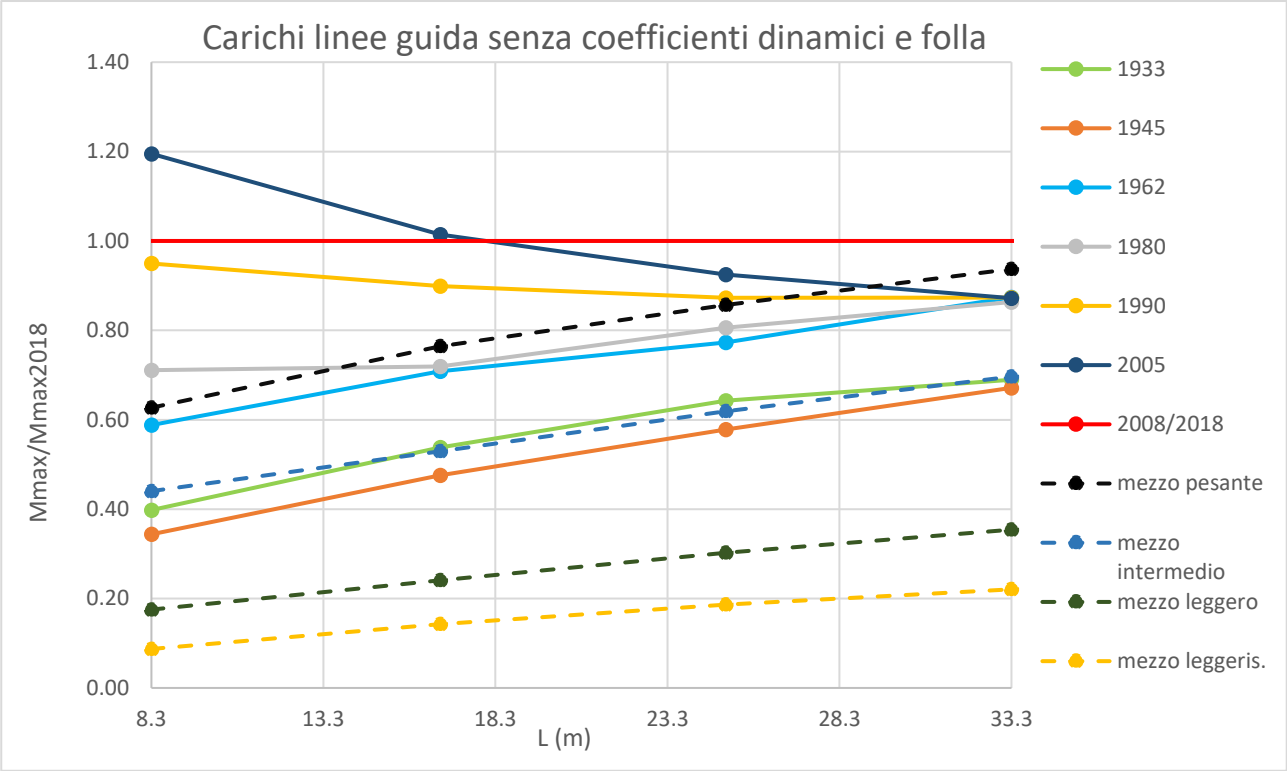


Grafico 3.122. *Rappresentazione dei risultati dei momenti della campata laterale degli schemi da Codice della Strada, non considerando il coefficiente dinamico e la folla nella zona rimanente.*

Considerando i coefficienti dinamici e la folla si ottiene che i momenti derivanti dai "mezzi intermedi" hanno lo stesso andamento della norma del 1962, mentre i "mezzi pesanti" assumono valori del rapporto superiori ad uno per le campate di 20, 30 e 40 m. Se invece, non vengono considerati i coefficienti dinamici e la folla, i "mezzi intermedi" assumono lo stesso andamento della norma del '33 e i "mezzi pesanti" hanno lo stesso andamento della norma del 1962. In entrambe i casi i "mezzi leggeri" e "mezzi leggerissimi" forniscono momenti inferiori a quelli di tutte le norme.

Momento minimo in appoggio

Tabella 3.41. *Valori del rapporto tra i momenti degli schemi da Codice della Strada e i momenti delle NTC 2018, in appoggio.*

Momento minimo appoggio								
Luce campata centrale (m)	$M_{pesante}/M_{Max2018}$	$M_{inter.}/M_{Max2018}$	$M_{leggero}/M_{Max2018}$	$M_{leggeris.}/M_{Max2018}$	**senza coefficienti dinamici e folla**			
					$M_{pesante}/M_{Max2018}$	$M_{inter.}/M_{Max2018}$	$M_{leggero}/M_{Max2018}$	$M_{leggeris.}/M_{Max2018}$
13.40	0.981	0.733	0.328	0.160	0.699	0.520	0.229	0.108
26.60	1.134	0.842	0.420	0.248	0.853	0.630	0.307	0.176
40.00	1.216	0.918	0.483	0.302	0.969	0.727	0.372	0.225
53.40	1.258	0.968	0.525	0.336	1.058	0.807	0.426	0.262

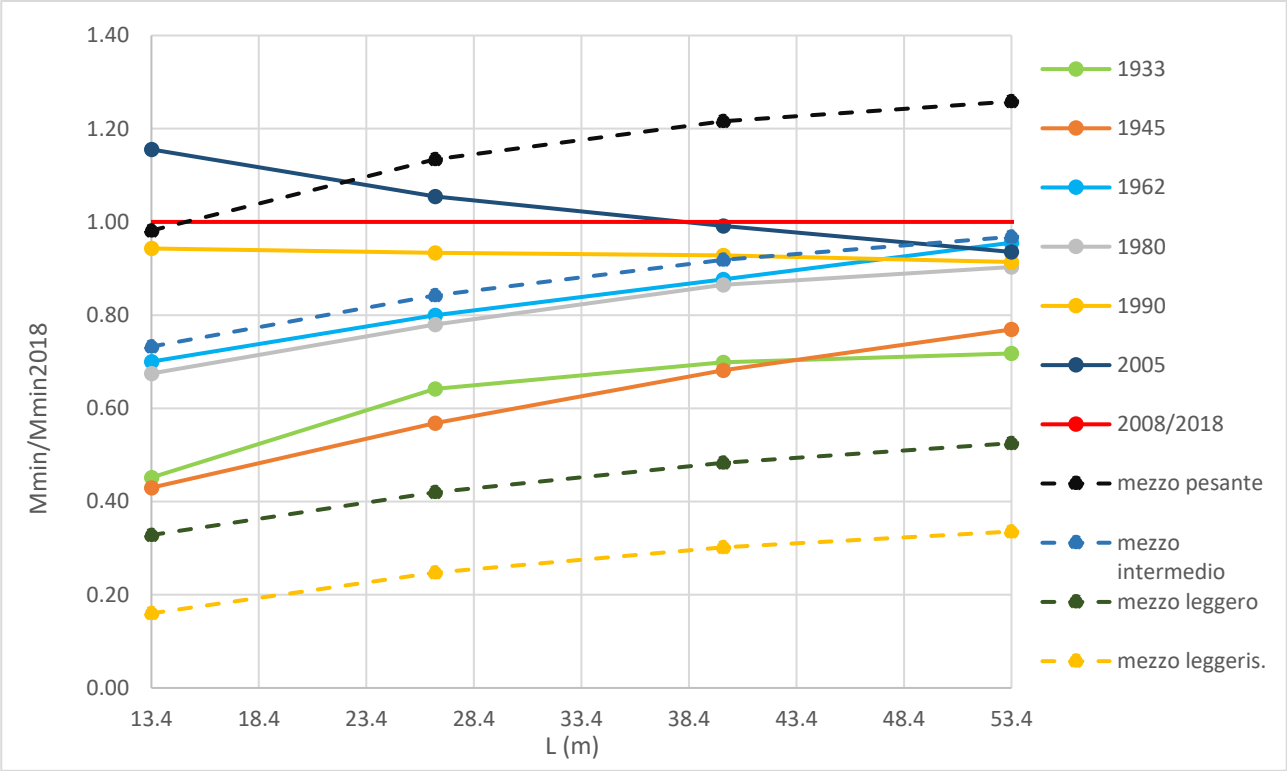


Grafico 3.123. *Rappresentazione dei risultati dei momenti in appoggio degli schemi da Codice della Strada, considerando il coefficiente dinamico e la folla nella zona rimanente.*

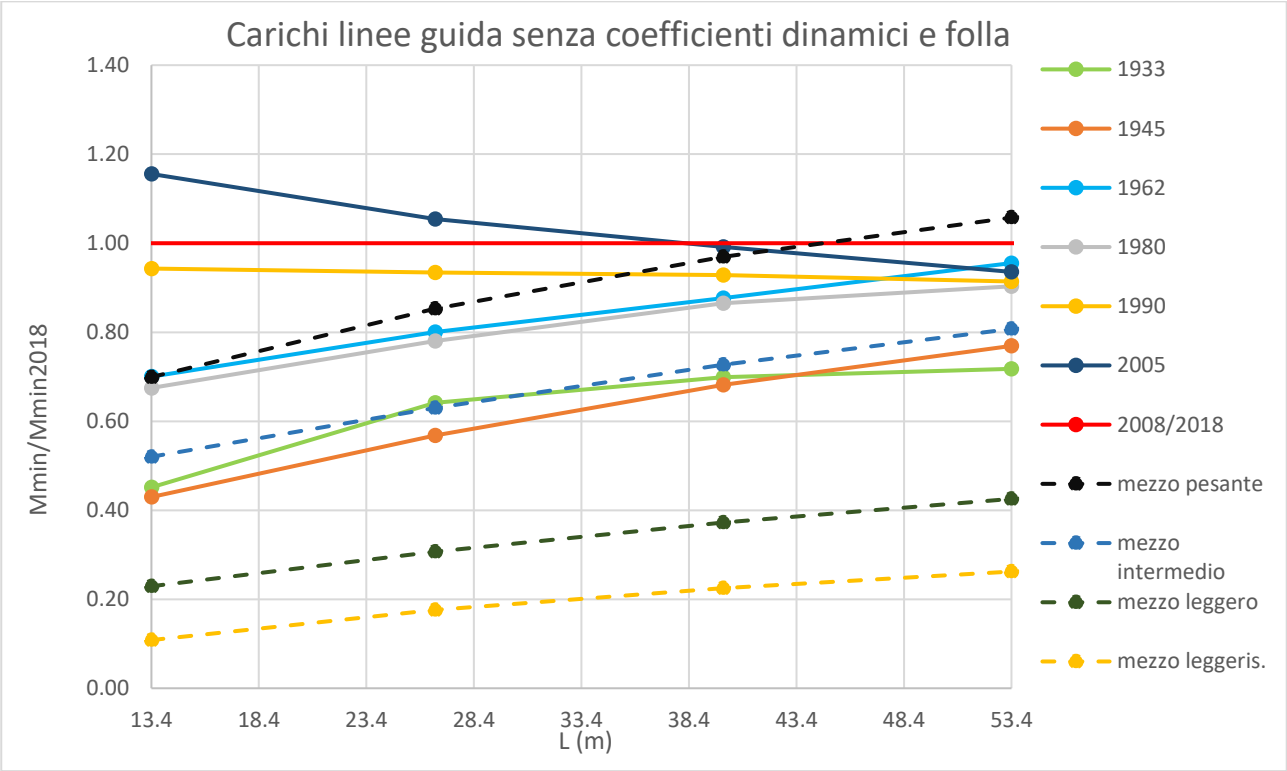


Grafico 3.124. *Rappresentazione dei risultati dei momenti in appoggio degli schemi da Codice della Strada, non considerando il coefficiente dinamico e la folla nella zona rimanente.*

Anche per i momenti in appoggio si ottengono gli stessi andamenti della campata laterale, anche se per i "mezzi pesanti", non considerando i coefficienti dinamici e folla, all'aumentare della luce tende a distaccarsi dall'andamento della norma del 1962.

Taglio massimo sulla mensola

Tabella 3.42. *Valori del rapporto tra i tagli massimi degli schemi da Codice della Strada e i tagli massimi delle NTC 2018, sulla mensola.*

Massimo taglio mensola								
Luce campata centrale (m)	$V_{pesante}/V_{Max2018}$	$V_{inter.}/V_{Max2018}$	$V_{leggero}/V_{Max2018}$	$V_{leggeris.}/V_{Max2018}$	senza coefficienti dinamici e folla			
					$V_{pesante}/V_{Max2018}$	$V_{inter.}/V_{Max2018}$	$V_{leggero}/V_{Max2018}$	$V_{leggeris.}/V_{Max2018}$
13.40	1.085	0.784	0.361	0.179	0.703	0.515	0.230	0.106
26.60	1.282	0.942	0.483	0.271	0.922	0.674	0.336	0.180
40.00	1.353	1.028	0.552	0.326	1.040	0.782	0.408	0.231
53.40	1.380	1.073	0.591	0.359	1.125	0.869	0.465	0.270

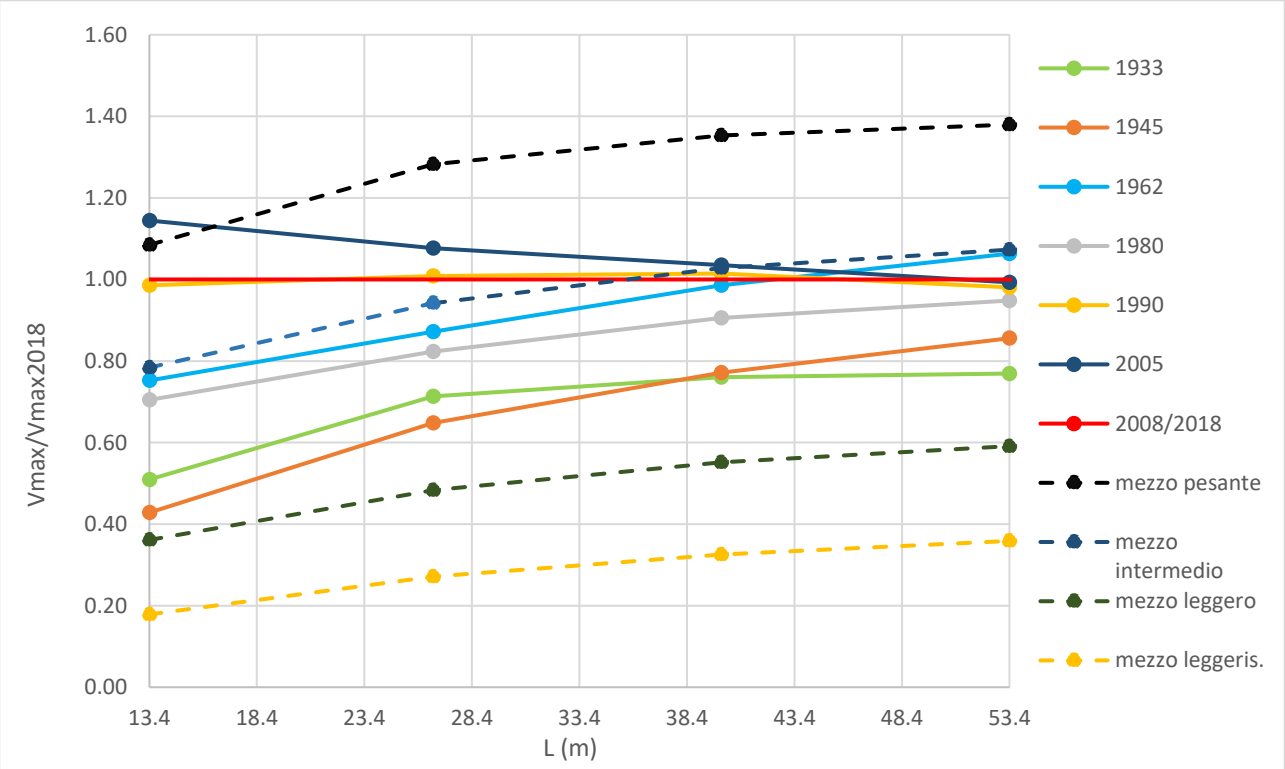


Grafico 3.125. *Rappresentazione dei risultati dei tagli sulla mensola degli schemi da Codice della Strada, considerando il coefficiente dinamico e la folla nella zona rimanente.*

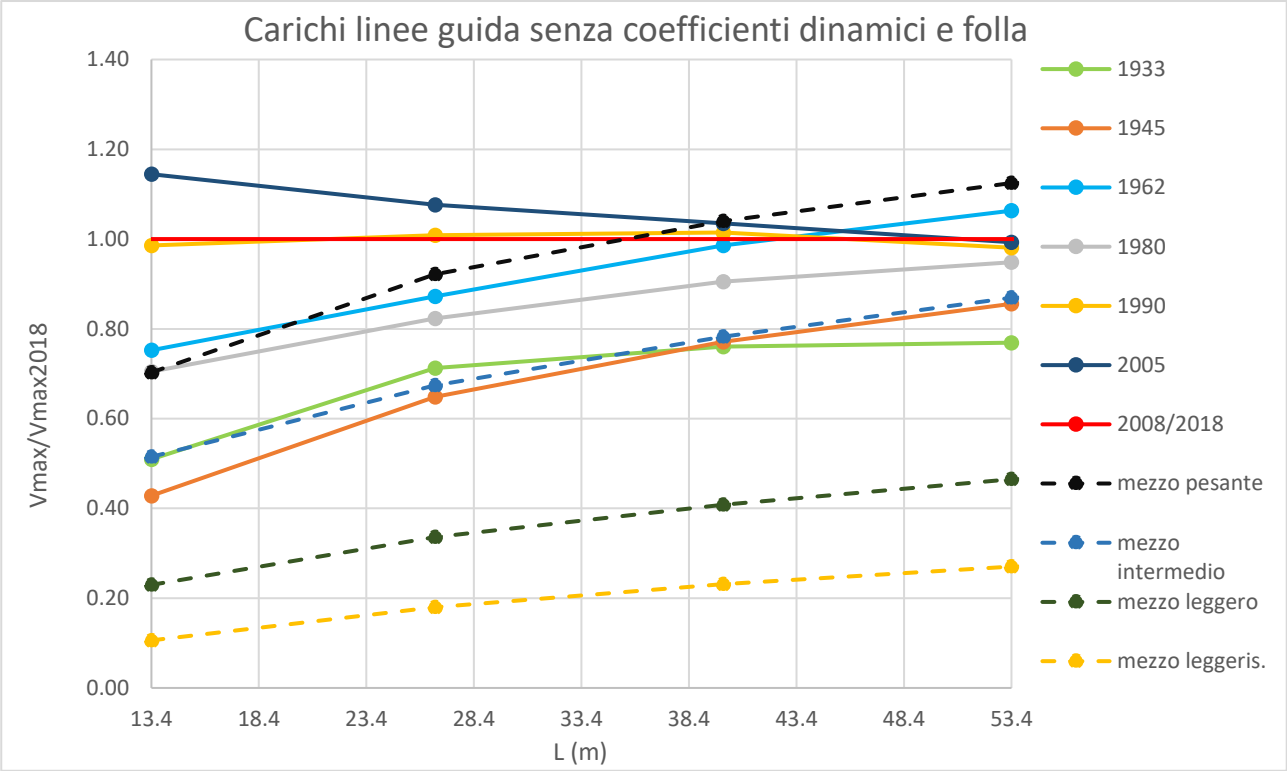


Grafico 3.126. *Rappresentazione dei risultati dei tagli sulla mensola degli schemi da Codice della Strada, non considerando il coefficiente dinamico e la folla nella zona rimanente.*

Anche per i tagli si ottiene che i "mezzi leggeri" e "leggerissimi" forniscono i valori più piccoli, quindi tutti i ponti garantirebbero la transitabilità di questi mezzi. Considerando i coefficienti dinamici e la folla per i "mezzi pesanti" si ottengono tagli maggiori anche della norma attuale, mentre i "mezzi intermedi" hanno lo stesso andamento della norma del 1962. Se invece non si considerano i coefficienti dinamici e la folla, si ottiene che i "mezzi pesanti" hanno lo stesso andamento della norma del 1962, mentre i "mezzi intermedi" hanno lo stesso andamento della norma del 1945.

3.3.5. Conclusioni trave Gerber.

Per lo schema statico di trave Gerber si è ottenuto che, considerando i momenti della campata laterale, le normative del 2005 e del 1990 forniscono momenti abbastanza simili alla norma attuale. Per le norme del 1980 e 1962 si ottengono differenze maggiori per le campate più corte, e tendono ai valori delle normative del 1990 e 2005 per le campate più lunghe. Le maggiori differenze rispetto alla norma attuale le si ottengono con le norme del 1933 e del 1945. Gli stessi andamenti per tutte le normative, vengono ottenuti anche per i momenti negativi in appoggio.
Considerando i tagli, i D.M. del 2005 e del 1990 forniscono sollecitazioni molto simili a quelle definite dalle NTC2018. Si ottengono variazioni non molto elevate considerando i carichi delle norme del 1962 e del 1980 e questo andamento migliora all'aumentare della luce. Variazioni importanti le si ottengono con le norme del 1933 e del 1945.
Considerando i carichi delle Linee Guida nel caso della singola corsia si nota come questi carichi sono ridotti rispetto a quelli delle NTC2018. Considerando l'impalcato di 12.00 m tutti i ponti garantiscono la transitabilità dei "mezzi leggeri" e "mezzi leggerissimi", mentre considerando i coefficienti dinamici e la folla per i "mezzi pesanti" si ottengono sollecitazioni superiori alla norma attuale, invece non considerandoli hanno un andamento molto simile alla norma del 1962.

4. Caso studio.

4.1. Descrizione dell'impalcato.

E' stato preso in considerazione un ponte progettato nel 1969. Il viadotto è costituito da 12 campate e in ogni campata è composta da due impalcati simmetrici separati, quindi verrà considerato solo un impalcato. Lo schema statico è di trave in semplice appoggio di luce 32,00 m. La larghezza dell'impalcato è di 9,55 m suddivisa in: 8,75 m di piattaforma stradale e due cordoli rispettivamente di 0,50 e 0,30 m. L'impalcato è costituito da tre travi a doppio T in c.a.p. poste ad un interasse di 3,145 m e alte 2,20 m, collegate trasversalmente da quattro traversi in c.a.p. rettangolari, le cui dimensioni sono: altezza 1,80 m e larghezza 0,20 m. La soletta è in c.a. prefabbricata, però in questo studio viene considerata gettata in opera.

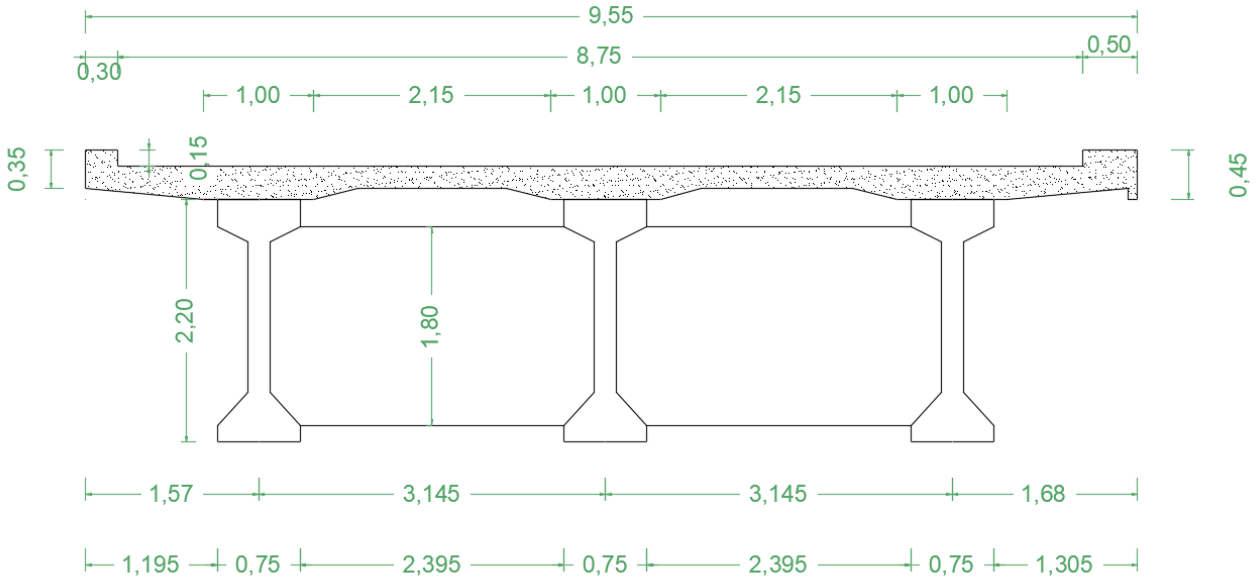


Figura 4.1. *Geometria impalcato*

La trave è in c.a.p. a fili aderenti, ed il sistema di precompressione è costituto da 57 trefoli, di cui 23 inclinati e 34 dritti. Sono stati impiegati trefoli da mezzo pollice a 7 fili, ed in mezzeria è stata disposta un'armatura lenta aggiuntiva di 6Φ10 +7Φ16. La sezione della trave è variabile, nel primo metro si ha un ringrosso di sezione rettangolare, poi la trave diventa a doppio T non simmetrica.

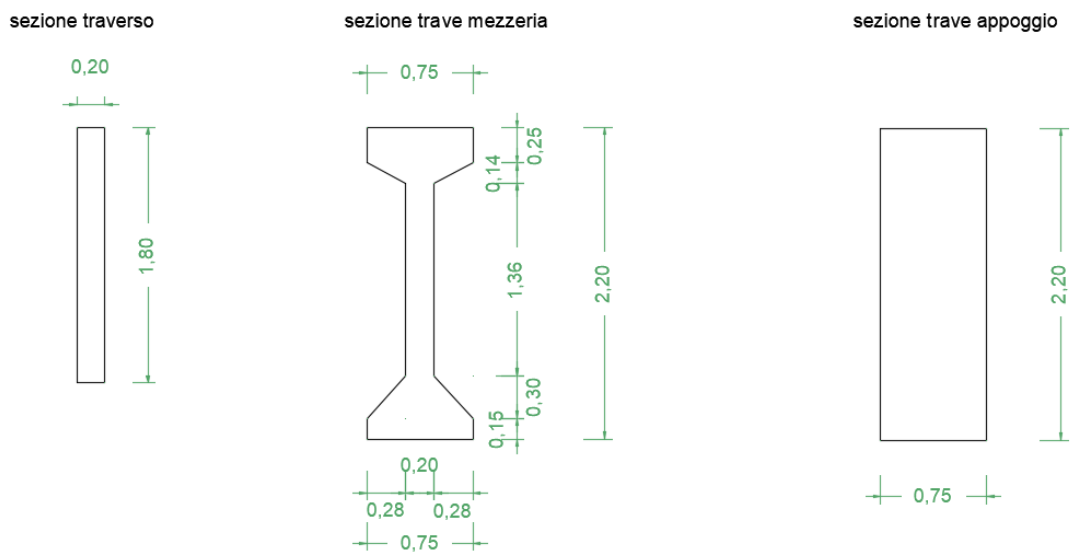


Figura 4.2. *Geometria travi e traversi.*

Le fasi costruttive sono:

Fase 1: la trave è soggetta solo al peso proprio;

Fase 2: agiscono i pesi dei traversi e della soletta;

Fase 3: agisce il peso della pavimentazione e delle sovrastrutture. A questi carichi la trave resiste con la partecipazione della soletta;

Fase 4: agiscono i carichi accidentali, la trave resiste con la partecipazione della soletta.

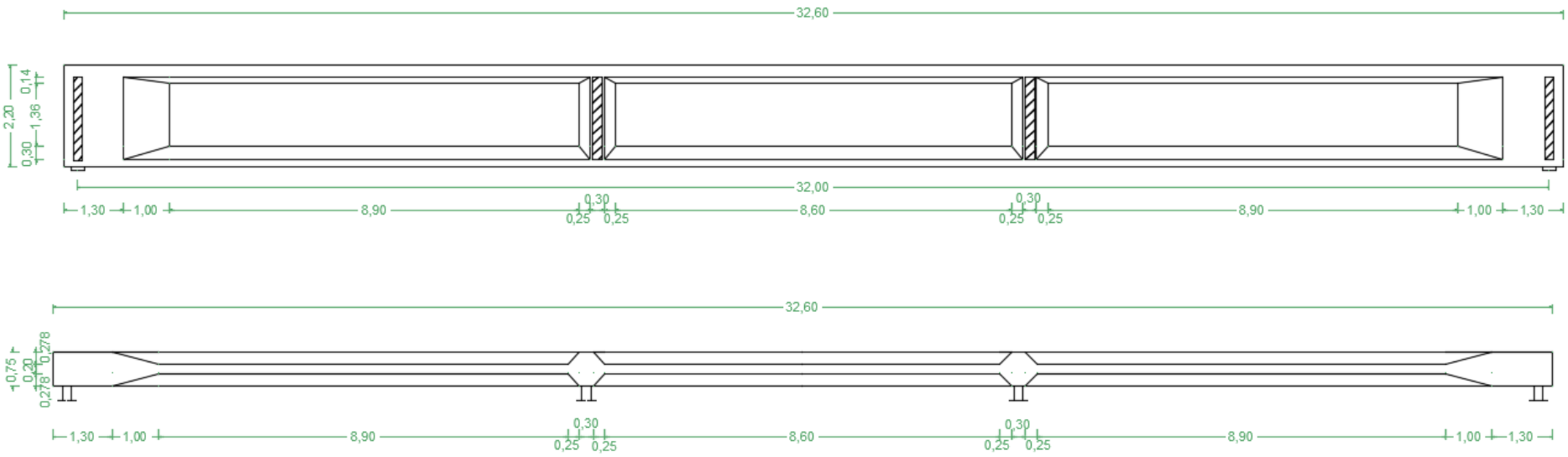


Figura 4.3. *Prospetto trave.*

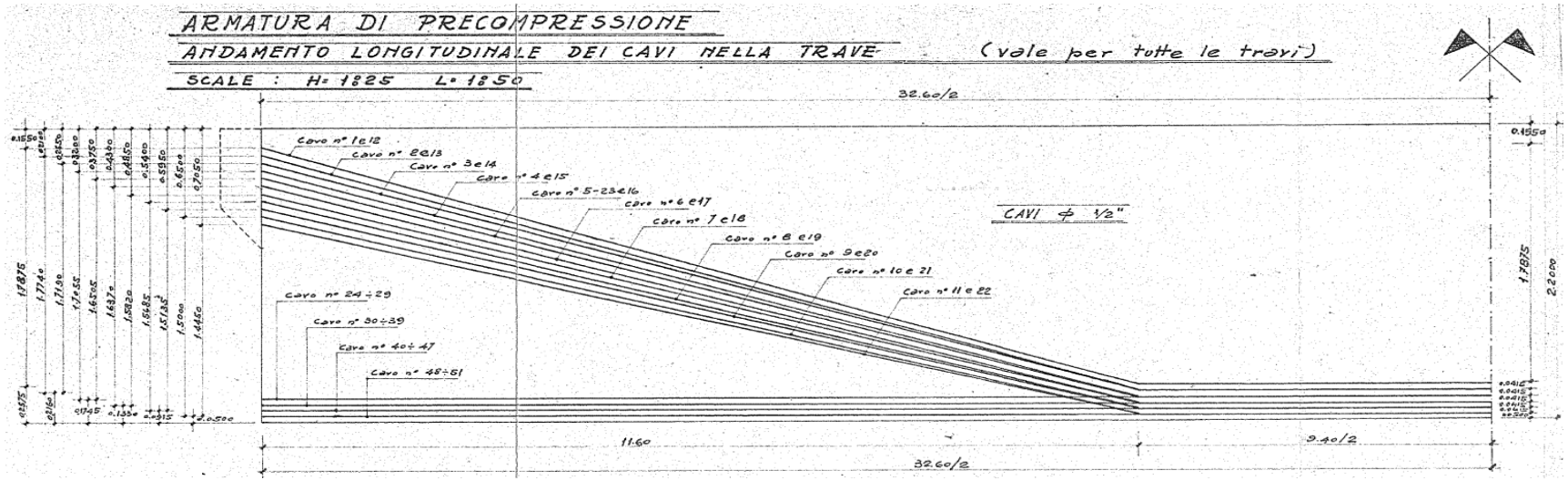


Figura 4.4. *Tracciato dei cavi da precompressione.*

4.2. Metodi di calcolo da progetto esistente.

In passato veniva utilizzato il metodo alle tensioni ammissibili per la verifica degli elementi. Quindi non si amplificavano le sollecitazioni, ma si limitavano le resistenze dei materiali facendoli rimanere in campo elastico.

Travi

La disposizione trasversale dei carichi mobili, della normativa del 1962, che massimizzava le sollecitazioni sulla trave di riva era la seguente:

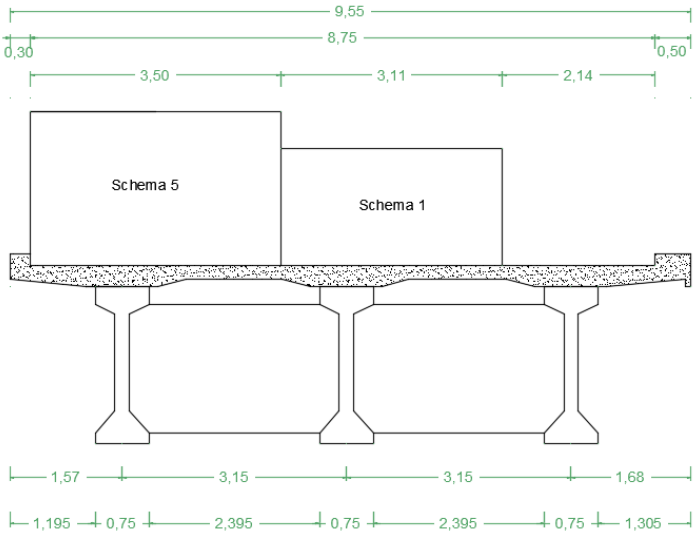


Figura 4.5. *Disposizione carichi mobili progetto originale.*

Le sollecitazioni derivanti dai carichi mobili, da applicare alla trave di riva, erano state calcolate tramite i carichi equivalenti forniti dalla norma dell'epoca e la ripartizione trasversale dei carichi era stata tenuta in conto tramite il metodo di Massonet. Le sollecitazioni ricavate sono le seguenti:

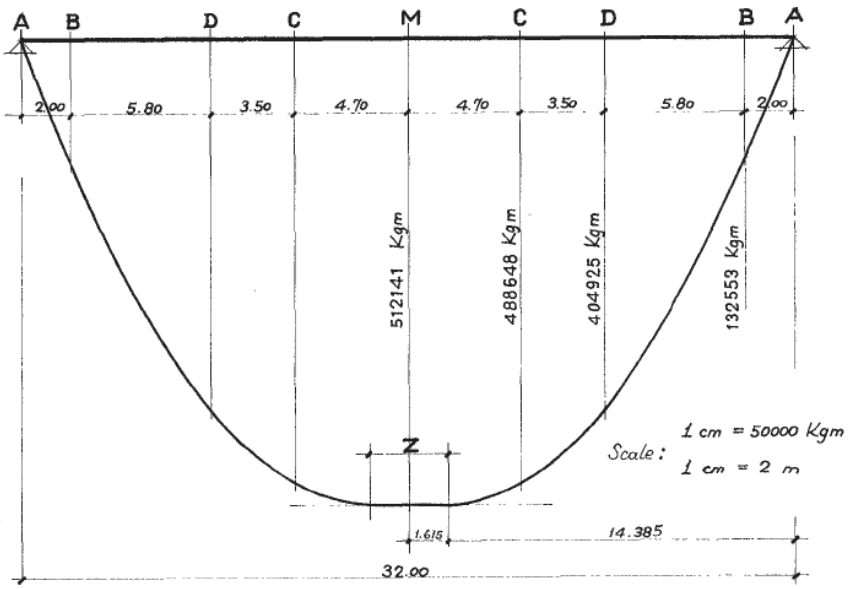


Figura 4.6. *Sollecitazioni flettenti sulla trave da carichi mobili, progetto originale.*

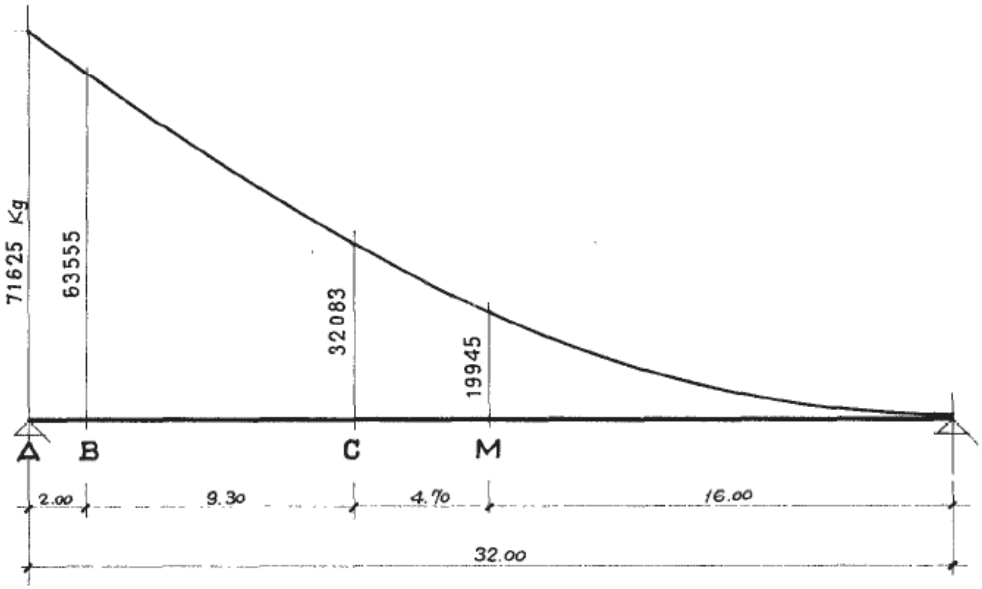


Figura 4.7. *Sollecitazioni taglianti sulla trave da carichi mobili, progetto originale.*

La forza di precompressione iniziale su un trefolo era stata determinata ponendo una tensione a deformazioni lente esaurite sui cavi di 10300 kg/cmq e, considerando le perdite totali pari al 24% costante su tutta la trave, era stata calcolata la forza di precompressione iniziale su un trefolo pari a 12589 kg. La verifica della trave è stata effettuata in termini tensionali, verificando che non superavano le tensioni limite. Per la verifica flessionale, in mezzeria, era stata calcolata la tensione di trazione nel lembo inferiore della trave, quindi erano state calcolate le armature aggiuntive pari a 7Φ16 e 6Φ10. Mentre nelle altre sezioni la verifica risultava soddisfatta senza armatura ausiliaria. Per la verifica al taglio, nella sezione di testata erano state calcolate le staffe in funzione delle tensioni tangenziali, mentre, nella sezione di fine ringrosso era stata effettuata una verifica in termini di tensioni principali che risultava verificata, molto al limite, e quindi erano state disposte le staffe minime da normativa sul resto della trave.

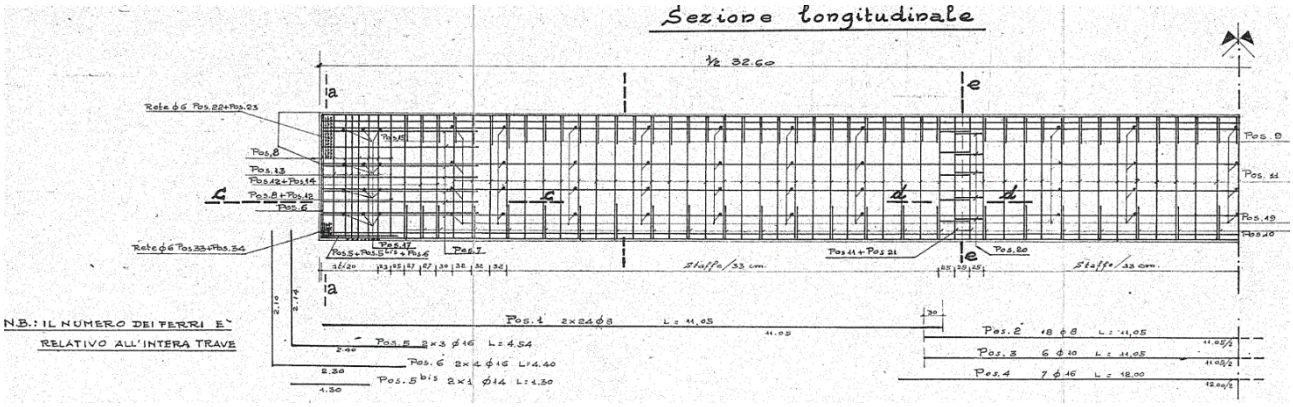


Figura 4.8. *Disposizione armature lente da progetto originale.*

<u>Traversi</u>

Anche i traversi sono precompressi tramite due cavi da 4 trefoli con eccentricità di 30 cm, contenuti in fori lisci nel calcestruzzo. La tesatura era stata fatta da un estremo, e la forza di tesatura iniziale era stata calcolata allo stesso modo della trave, considerando una tensione a deformazioni esaurite di 10000 kg/cmq e considerando delle perdite totali del 18,5%. Anche in questo caso le sollecitazioni dei carichi mobili erano state calcolate con il metodo di Massonet, disponendo i carichi in modo da

massimizzare i momenti. Per i calcoli era stata considerata parte della sezione reagente un tratto di soletta, e quindi erano state calcolate le tensioni sul traverso, che risultava sempre compresso. Inoltre nel progetto non vengono riportate le verifiche per le tensioni tangenziali. Erano state disposte delle staffe Φ8/24” e delle staffe orizzontali Φ8/58”.

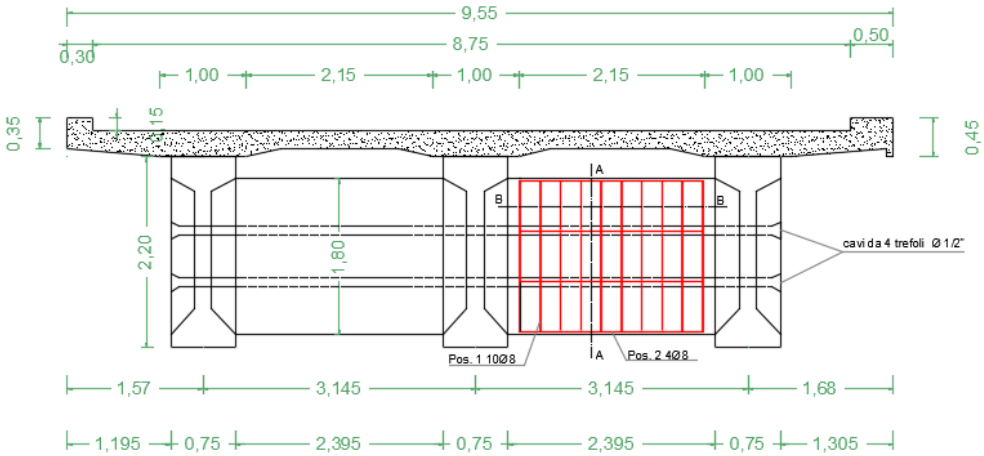


Figura 4.9. *Posizione dei cavi da precompressione dei traversi da progetto originale.*

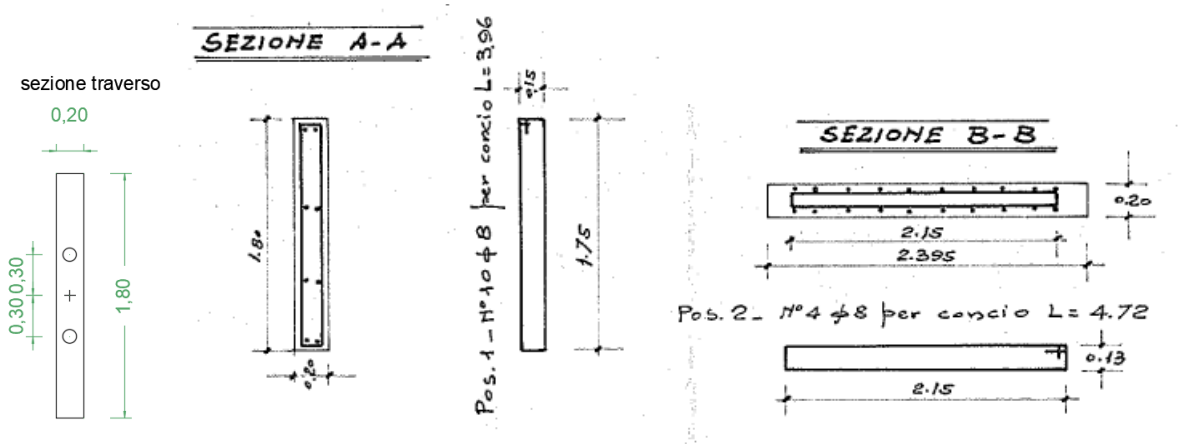


Figura 4.10. *Disposizione armature dei traversi da progetto originale.*

<u>Soletta</u>

Le solette utilizzate nel progetto erano lastre prefabbricate di tre metri, collegate alle travi tramite asole. In questo studio è stata considerata che la soletta fosse gettata in opera.

La soletta in cemento armato era stata calcolata considerando le sollecitazioni in mezzeria, pari a 2/3 del momento dello schema di semplice appoggio, mentre in appoggio, invece di considerare lo schema di trave continua, era stato considerato come incastri perfetti. Lo schema che era stato utilizzato, per definire le sollecitazioni dovute dai carichi mobili, è costituito da due assi di 18000 kg del carico militare, diffusi su una larghezza di 2,65 m, ai quali è stato applicato il coefficiente dinamico. Con queste sollecitazioni erano state calcolate le armature da disporre su una larghezza di un metro.

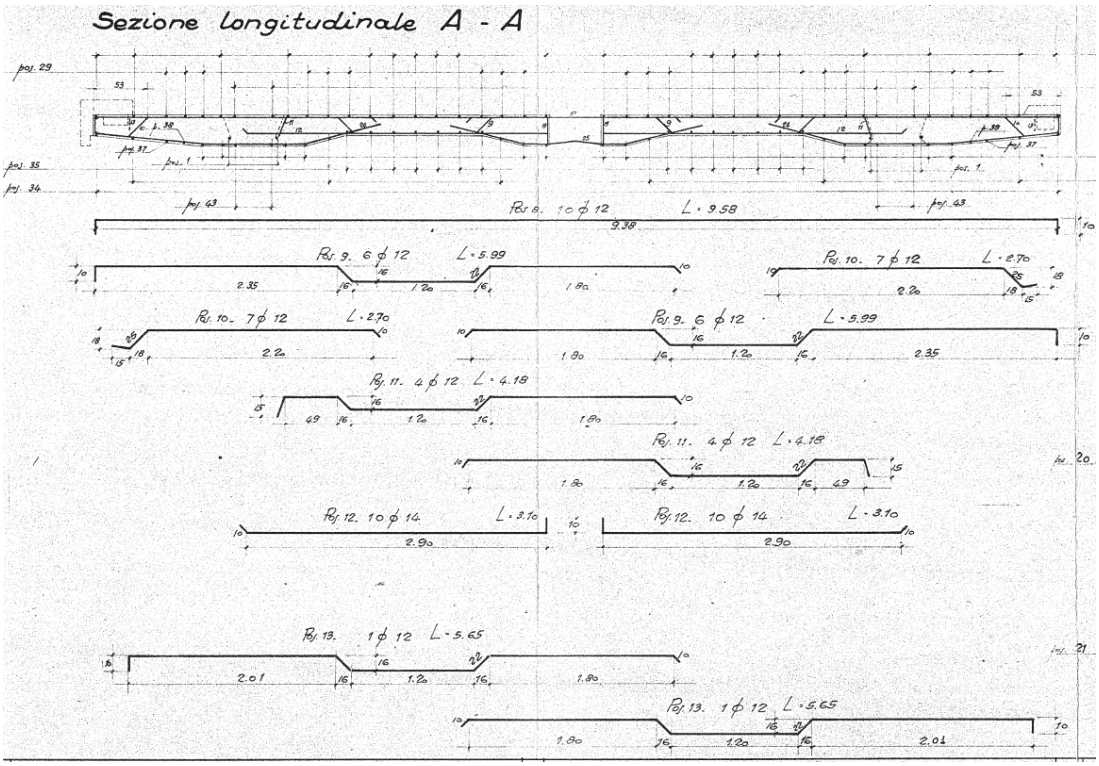


Figura 4.11. *Disposizione armature della soletta da progetto originale su una lastra di 3m.*

4.3. Normative di riferimento.

Sono state prese come riferimento le seguenti normative:

- NTC 2018;
- Circolare 21/01/2019, n.7;
- UNI EN 1990 – appendice 2;
- UNI EN 1991-2 – Azioni sulle strutture, carichi da traffico sui ponti;
- UNI EN 1992-1-1 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo, regole generali e regole per gli edifici;
- Circolare n.°384 del 14/02/1962.

4.4. Materiali.

Le caratteristiche dei materiali sono state definite dal progetto originale o dalla disponibilità di prove.

<u>Calcestruzzo trave e traversi</u>

Per le valutazioni di resistenza con il metodo degli stati limite si assumono i seguenti parametri:

- Resistenza caratteristica cubica a compressione uniassiale:
  $R_{ck} = 52{,}58\ N/mm^2$
- Resistenza caratteristica cilindrica a compressione uniassiale:
  $f_{ck} = 43{,}64\ N/mm^2$
- Resistenza media cilindrica a compressione uniassiale:
  $f_{cm} = 51{,}64\ N/mm^2$
- Resistenza media a trazione uniassiale:

$f_{ctm} = 0{,}30 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 3{,}72\ N/mm^2$

- Modulo elastico:
  $E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0,3} = 36\ GPa$

Essendo una struttura esistente, le resistenze di calcolo di progetto vengono definite tramite la relazione definita dalle Linee Guida al Cap. 6.3.4.

$$f_d = min\left(\frac{f_m}{FC \cdot \gamma_M}; \frac{f_k}{FC}\right)$$

Dove:

- FC: è il fattore di confidenza che viene definito in base al livello di conoscenza della struttura e dei materiali, in questo caso è stato ipotizzato il massimo livello di conoscenza e quindi FC=1;
- γ_M: fattori parziali di sicurezza per le caratteristiche di resistenza dei materiali. Nel caso di completa Adeguatezza, si utilizzano gli stessi che vengono utilizzati per le nuove costruzioni, mentre in caso di Operatività o Transitabilità quelli definiti nel Cap. 6.3.4.1 delle Linee Guida.

Tabella 4.1. *Fattori parziali di sicurezza per le caratteristiche di resistenza dei materiali.*

Materiale	Fattore parziale
Calcestruzzo	$\gamma_c = 1.26$
Acciaio da c.a. e c.a.p.	$\gamma_s = 1.10$
Acciaio da carpenteria	$\gamma_a = 1.05$
Connettori Acciaio-calcestruzzo	$\gamma_V = 1.15$

- Resistenza di calcolo a compressione (Adeguatezza):
  $f_{cd} = min\left(\frac{51.64}{1 \cdot 1.5}; \frac{43.64}{1}\right) = 34.43\ N/mm^2$
- Resistenza di calcolo a compressione (Operatività, Transitabilità):
  $f_{cd} = min\left(\frac{51.64}{1 \cdot 1.26}; \frac{43.64}{1}\right) = 40.98\ N/mm^2$
- Resistenza di calcolo a trazione (Adeguatezza):
  $f_{ctd} = min\left(\frac{3.72}{1 \cdot 1.5}; \frac{0.7 \cdot 3.72}{1}\right) = 2.48\ N/mm^2$
- Resistenza di calcolo a trazione (Operatività, Transitabilità):
  $f_{ctd} = min\left(\frac{3.72}{1 \cdot 1.26}; \frac{0.7 \cdot 3.72}{1}\right) = 2.60\ N/mm^2$
- Peso dell'unità di volume:
  $\gamma = 25\ kN/m^3$

<u>Calcestruzzo soletta</u>

Per le valutazioni di resistenza con il metodo degli stati limite si assumono i seguenti parametri:

- La Resistenza media cilindrica a compressione uniassiale:
  $f_{cm} = 42.02\ N/mm^2$
- Resistenza caratteristica cubica a compressione uniassiale:
  $R_{ck} = 40.98\ N/mm^2$
- Resistenza caratteristica cilindrica a compressione uniassiale:

$f_{ck} = 34.02\ N/mm^2$

- Resistenza media a trazione uniassiale:
  $f_{ctm} = 0{,}30 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 3{,}15\ N/mm^2$
- Modulo elastico:
  $E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0{,}3} = 34\ GPa$
- Resistenza di calcolo a compressione (Adeguatezza):
  $f_{cd} = min\left(\frac{42.02}{1 \cdot 1.5}; \frac{34.02}{1}\right) = 28.01\ N/mm^2$
- Resistenza di calcolo a compressione (Operatività, Transitabilità):
  $f_{cd} = min\left(\frac{42.02}{1 \cdot 1.26}; \frac{34.02}{1}\right) = 33.35\ N/mm^2$
- Resistenza di calcolo a trazione (Adeguatezza):
  $f_{ctd} = min\left(\frac{3.15}{1 \cdot 1.5}; \frac{0.7 \cdot 3.15}{1}\right) = 2.10\ N/mm^2$
- Resistenza di calcolo a trazione (Operatività, Transitabilità):
  $f_{ctd} = min\left(\frac{3.15}{1 \cdot 1.26}; \frac{0.7 \cdot 3.15}{1}\right) = 2.20\ N/mm^2$
- Peso dell'unità di volume:
  $\gamma = 25\ kN/m^3$

<u>Acciaio</u>

Per le armature presenti in soletta e nella trave sono state utilizzate barre ad aderenza migliorata del tipo FeB38k; pertanto, nelle valutazioni di resistenza con il metodo degli Stati Limite, si assumono i seguenti parametri:

- Tensione caratteristica di snervamento:
  $f_{yk} = f_{y\,nom} = 375\ N/mm^2$
- Tensione caratteristica di rottura:
  $f_{tk} = f_{t\,nom} = 450\ N/mm^2$
- Modulo elastico:
  $E_s = 210\ GPa$
- Resistenza di calcolo di snervamento:
  $f_{yd} = f_{yk}/FC = 375\ N/mm^2$
- Coefficiente di dilatazione termica:
  $\alpha = 1{,}17 \cdot 10^{-5}°C^{-1}$
- Peso dell'unità di volume:
  $\gamma = 78{,}5\,\frac{kN}{m^3}$

<u>Trefoli precompresso</u>

Sono stati utilizzati trefoli Φ1/2" a 7 fili; pertanto, nelle valutazioni di resistenza con il metodo degli Stati Limite, si assumono i seguenti parametri:

- Tensione caratteristica di snervamento:
  $f_{ypk} = f_{y\,nom} = 1412.16\ N/mm^2$
- Tensione caratteristica di rottura:
  $f_{tpk} = f_{t\,nom} = 1765.20\ N/mm^2$
- Modulo elastico:
  $E_p = 200\ GPa$
- Resistenza di calcolo di snervamento:
  $f_{ypd} = f_{ypk}/FC = 1412.16\ N/mm^2$

4.5. Analisi dei carichi.

Le azioni considerate nella progettazione sono:
- Le azioni permanenti;
- Le azioni variabili da traffico;

4.5.1. Azioni permanenti.

I carichi permanenti considerati sono: peso proprio degli elementi strutturali g_1 e carichi permanenti portati g_2. Il peso proprio della trave, dei traversi e della soletta, vengono direttamente considerati dal software di calcolo, mentre i carichi applicati sono:

Tabella 4.2. *Carico permanente portato.*

CARICHI PERMANENTI PORTANTI	
peso pavimentazione (kg/m²)	300
peso pavimentazione trave dx (kN/m)	8.09
peso pavimentazione trave centrale (kN/m)	9.30
peso pavimentazione trave sx (kN/m)	8.38

Come carichi sono stati considerati gli stessi utilizzati nel progetto originario.

4.5.2. Azioni variabili da traffico.

I carichi verticali da traffico sono definiti da 5 diversi schemi di carico disposti su corsie convenzionali. Le larghezze delle corsie convenzionali sulla superficie carrabile ed il massimo numero di corsie possibile di tali corsie su di essa vengono forniti dalla normativa:

Tab. 5.1.I - *Numero e larghezza delle corsie*

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

Figura 4.12. *Corsie convenzionali.*

Per le verifiche globali si utilizza lo schema di carico 1.

Schema 1

Lo schema 1 è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40m, e da carichi uniformemente distribuiti:

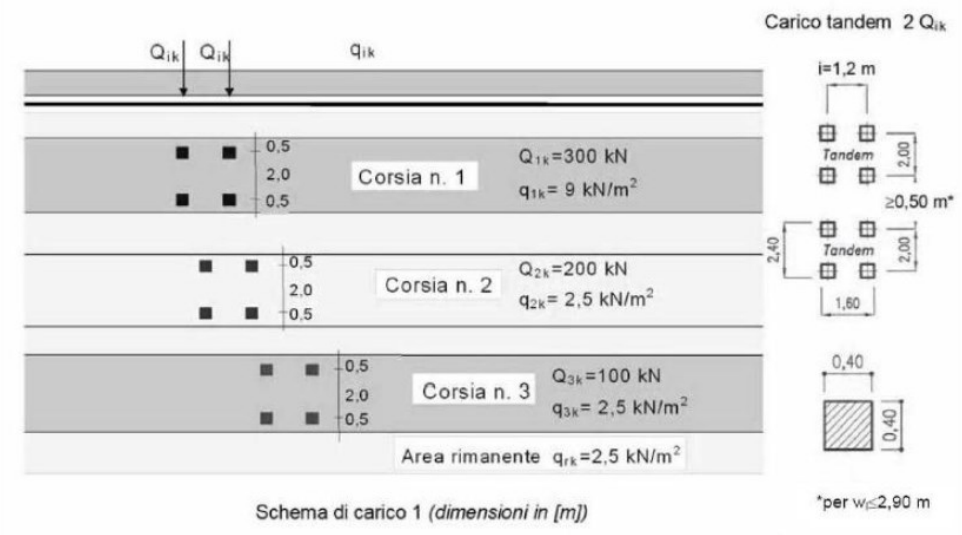


Figura 4.13. *Schema di carico mobile 1.*

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo è quello massimo compatibile con la larghezza della superficie carrabile, in questo caso 2 corsie convenzionali e 1 zona rimanente. Come disposizione dei carichi verticali nella sezione trasversale si considera quella che produce il massimo carico sulle travi di riva, nello specifico si ottengono sollecitazioni maggiori sulla trave di sinistra. Inoltre, il carico della zona rimanente è stato considerato, perché fornisce un incremento dei momenti sulla trave di sinistra.

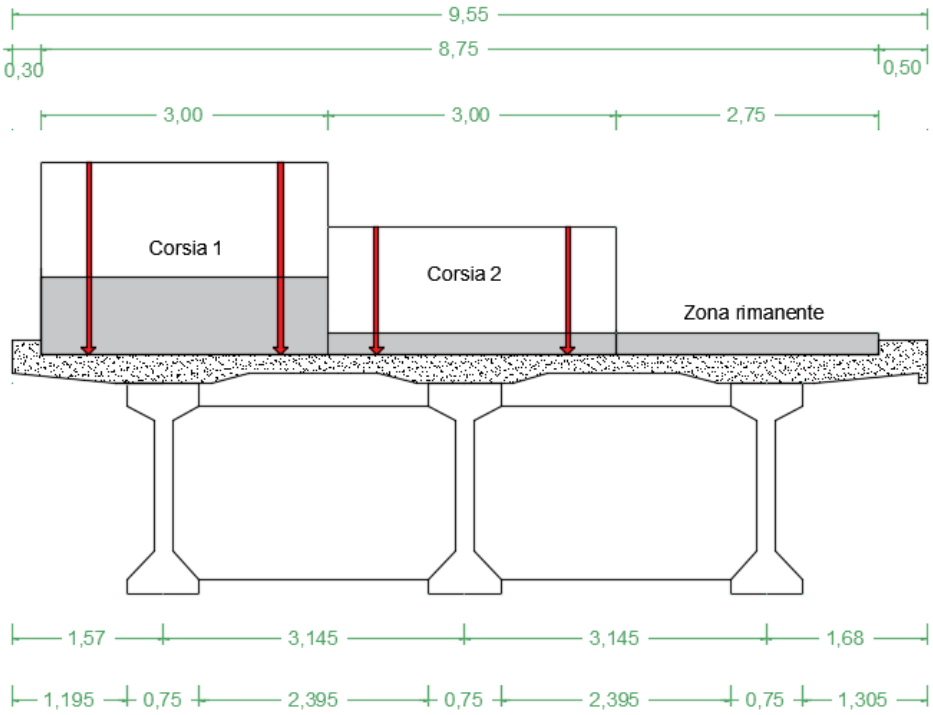


Figura 4.14. *Disposizione trasversale dei carichi da traffico NTC2018.*

Mentre nella verifica di Transitabilità 2 per i mezzi pesanti lo schema di carico è quello definito dalle Linee Guida ed è stato disposto come in figura.

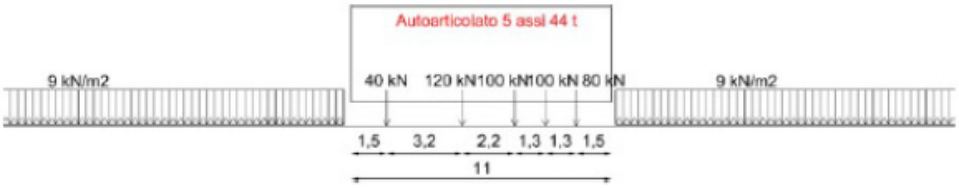


Figura 4.15. *Schema di carico "mezzo pesante".*

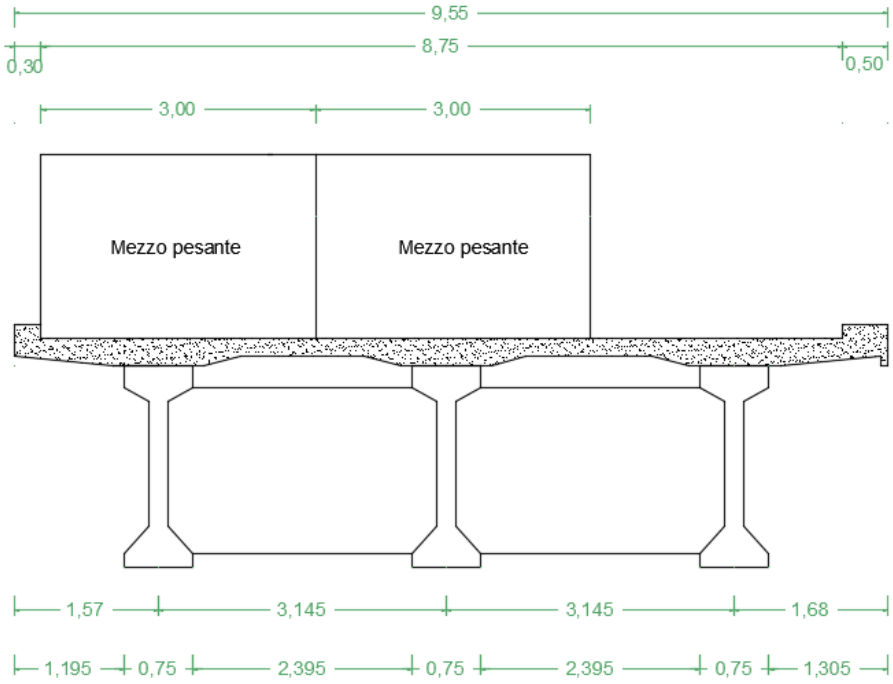


Figura 4.16. *Disposizione trasversale dei carichi da traffico condizione di Transitabilità 2 mezzo pesante.*

4.6. Modello di analisi.

La campata è stata modellata tramite il sap2000. La struttura è stata considerata come un graticcio formato dalle tre travi collegate dai traversi. Questi elementi sono stati modellati come elementi frame, e i traversi sono stati disposti secondo la posizione dei loro baricentri rispetto a quelli delle travi. Sono state definite le sezioni tramite il Section Design e sono stati applicati dei sistemi di vincolo di appoggio e cerniera, visto che i sistemi di appoggio utilizzati sono fissi da una estremità e mobili dall'altra, collegati alla struttura tramite braccetti rigidi. Sono stati fatti due modelli: uno in cui sono state modellate le travi e la soletta è stata applicata come carico (per poter considerare le sollecitazioni dovute al peso proprio della trave); l'altro in cui come sezione resistente oltre alle travi si è considerata anche la soletta, ma la ripartizione dei carichi tra le varie travi viene affidato solamente ai traversi. Sono stati applicati i carichi portati alle travi come carico distribuito agente in asse ad ognuna, e sono stati considerati i carichi mobili, definendo le corsie su cui viaggiano questi carichi.

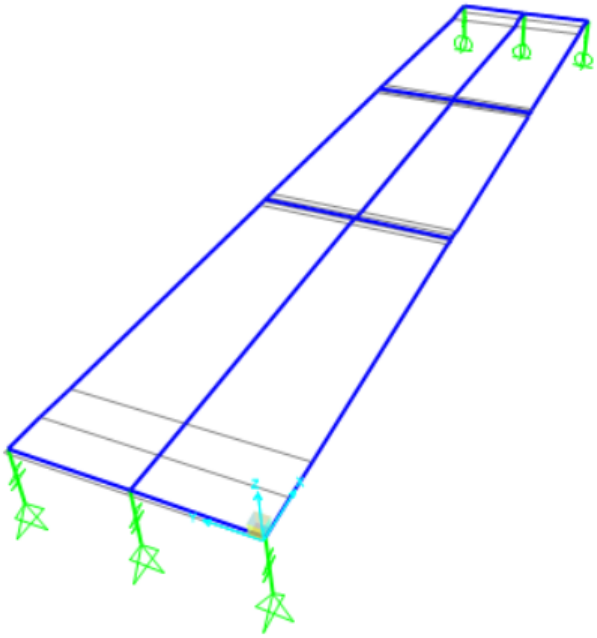


Figura 4.17. *Modello Impalcato.*

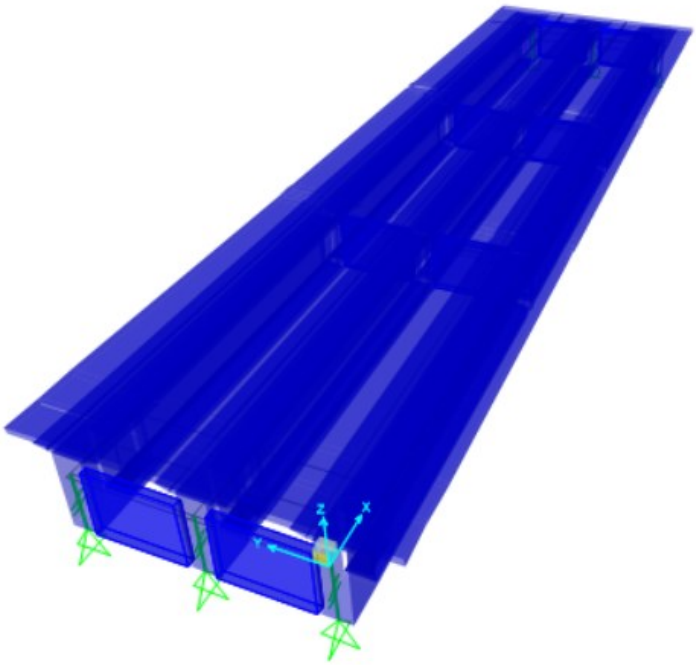


Figura 4.18. *Modello Impalcato vista estrusa.*

4.7. Combinazioni di carico.

Nel caso in esame è stata considerata la combinazione fondamentale agli SLU:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + (\ldots) \qquad (1)$$

Dove i coefficienti ψ sono gli stessi del Cap. 5 delle Norme tecniche, mentre i coefficienti parziali di sicurezza γ per la condizione di Completa Adeguatezza, sono gli stessi definiti dalle Norme Tecniche, tranne i coefficienti per i carichi permanenti che possono essere considerati i seguenti:

Tabella 4.3. *Fattori parziali di sicurezza per i carichi permanenti, per verifiche di adeguamento*

CLASSE DI CONSEGUENZA	(1) CONDIZIONI STANDARD	(2) CON ACCURATO CONTROLLO STATISTICO DI MATERIALI E GEOMETRIA E COV<0,05	(3) COME (2) E CON ABBATTIMENTO INCERTEZZE DI MODELLO (§ 6.3.3.5)
CC3	1.35	1.25	1.20

Nel caso in esame è stato considerata la condizione standard e quindi γ_G= 1.35.
Invece, per le condizioni di Operatività e Transitabilità, vengono definiti dalle Linee Guida:

Tabella 4.4. *Fattori parziali di sicurezza per i carichi permanenti, per verifiche di operatività e transitabilità.*

CLASSE DI CONSEGUENZA	(1) CONDIZIONI STANDARD	(2) CON ACCURATO CONTROLLO STATISTICO DI MATERIALI E GEOMETRIA E COV<0,05	(3) COME (2) E CON ABBATTIMENTO INCERTEZZE DI MODELLO (§ 6.3.3.5)
CC3	1.26	1.16	1.10

Tabella 4.5. *Fattori parziali di sicurezza per i carichi mobili, per verifiche di operatività e transitabilità.*

Classe di conseguenza	Tempo di riferimento tref	Fattori parziali per le azioni variabili da traffico, γ_Q
CC3	5 anni (ponte TRANSITABILE, § 6.1.5.3)	1.20
	30 anni (ponte OPERATIVO, § 6.1.5.2)	1.20

Per la condizione Transitabilità (2), si applicano gli stessi coefficienti della condizione di Operatività, per i carichi permanenti, mentre quelli da applicare agli schemi di traffico da Codice della Strada vengono definiti in base ai sistemi di controllo applicati.

- Livello 1: avviene un controllo del superamento del peso da parte dei mezzi pesanti a campione, $\gamma_{CdS,1}$= 1.60;
- Livello 2: avviene un controllo del superamento del peso da parte dei mezzi pesanti in modo sistematico con procedure per il blocco dei mezzi in caso di eccesso di carico, $\gamma_{CdS,2}$= 1.35;
- Livello 3: analogo al Livello 2) ma si utilizza la pesatura dei mezzi e blocco garantito degli stessi in caso di eccesso di carico, $\gamma_{CdS,3}$= 1.10;

4.8. Caratteristiche sezioni.

Per prima cosa, per facilitare i calcoli, è stata calcolata la posizione del cavo risultante.

Tabella 4.6.*Posizione cavo risultante.*

Baricentro cavo risultante						
	Testata	Appoggio	L= 2.30 m	L= 5.95 m	L= 11.20 m	Mezzeria
d (m)	0.778	0.762	0.648	0.442	0.145	0.122

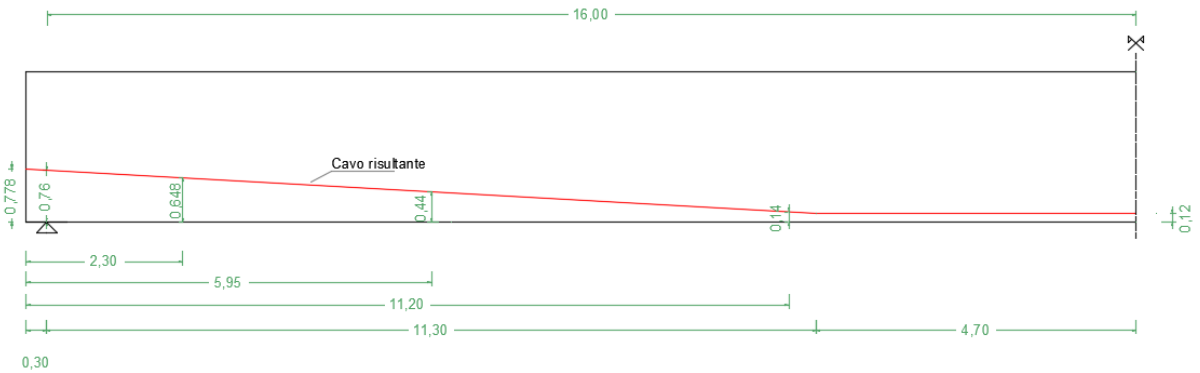


Figura 4.19. *Cavo risultante.*

In questo caso la larghezza efficace della soletta definita con l'EC2 Cap. 5.3.2.1 corrisponde con l'interasse delle travi.
Inoltre per facilitare i calcoli, vista la forma particolare della soletta, è stata riportata in una equivalente. Visto che si effettua la verifica sulla trave di sinistra, si considera la parte di soletta che è posta sopra a questa trave.

Tabella 4.7. *Calcolo soletta equivalente.*

Soletta equivalente	
b_c (m)	**3.145**
b_r (m)	0.75
S1 (m)	0.30
h_c (m)	**0.23**
h_r (m)	0.07
A_v (m^2)	0.77
A_v-A_n	0.00

Dove:

- h_c da determinare uguagliando l'area della soletta equivalente con quella della soletta reale;
- b_c= larghezza della soletta corrispondente alla trave;
- h_r=S1- h_c ,con S1 spessore della soletta reale sopra la trave;
- b_r = larghezza del lembo superiore della trave.

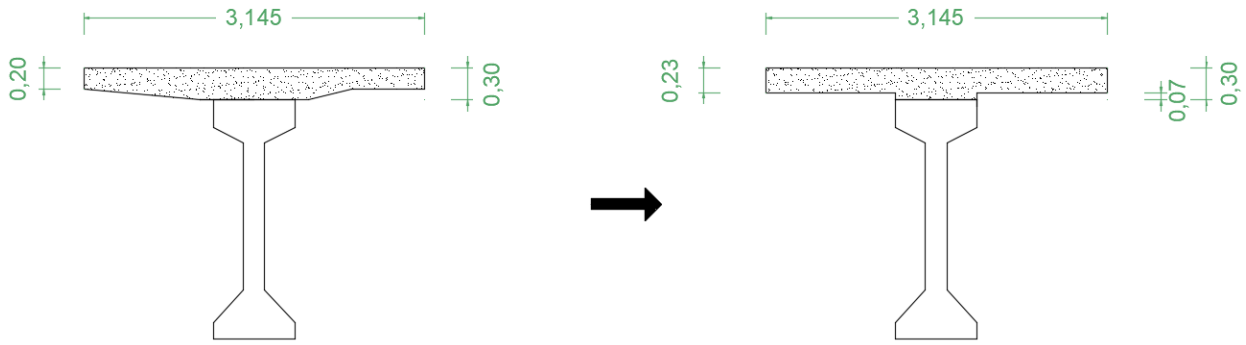


Figura 4.20. *Soletta equivalente.*

Vengono riportate le caratteristiche geometriche ed inerziali della sezione costituita dalla sola trave e trave più soletta. Il coefficiente di omogeneizzazione utilizzato per i cavi di precompressione è n=6, mentre per le armature aggiuntive in mezzeria si è considerato n=15.

Tabella 4.8. *Caratteristiche geometriche e inerziali trave.*

Trave					
	Testata	Appoggio	L=2.30 m	L=11.20 m	Mezzeria
n_{cavi}	6	6	6	6	6
$n_{arm.}$					15
A_c (mm^2)	1650000	1650000	781000	781000	781000
A_p (mm^2)	5295	5295	5295	5295	5295
A_s (mm^2)	0	0	0	0	1879
A_{id} (mm^2)	1681770	1681770	812770	812770	840950
y_c (mm)	1100	1100	1087	1087	1087
y_p (mm)	1422	1438	1552	2055	2078
y_s (mm)	0	0	0	0	2160
$y_{g,id}$ (dal lembo sup.)	1106	1106	1105	1125	1160
$y_{g,id}$ (mm)	1094	1094	1095	1075	1040
e (mm)	315	332	446	930	918
J_{id} (cm^4)	66872196	66907119	48709228	50912945	53962806
$W_{c,s}$ (cm^3)	604591	604731	440743	452620	465040
$W_{c,i}$ (cm^3)	611304	611803	444899	473542	519069
W_p (cm^3)	2119998	2014724	1090920	547194	588132

Tabella 4.9. Caratteristiche geometriche e inerziali trave+soletta.

Trave + soletta					
	Testata	Appoggio	L=2.30 m	L=11.20 m	Mezzeria
n_{cavi}	6	6	6	6	6
$n_{arm.}$					15
A_c (mm^2)	2425850	2425850	1556800	1556800	1556800
A_p (mm^2)	5295	5295	5295	5295	5295
A_s (mm^2)	0	0	0	0	1879
A_{id} (mm^2)	2457620	2457620	1588570	1588570	1616750
y_c (mm)	993	993	759	759	759
y_p (mm)	1722	1738	1852	2355	2378
y_s (mm)	0	0	0	0	2460
$y_{g,id}$ (dal lembo sup.)	1002	1003	781	791	820
$y_{g,id}$ (mm)	1498	1497	1719	1709	1680
e (mm)	719	736	1071	1564	1557
J_{id} (cm^4)	154415069	154493616	116394676	120660470	128741502
$W_{c,s}$ (cm^3)	1540427	1540873	1490611	1525563	1569136
$W_{c,i}$ (cm^3)	1031096	1031771	677049	705998	766529
W_p (cm^3)	2147364	2099532	1086981	771308	826612

4.9. Calcolo perdite di tensione.

Sono state calcolate le perdite di tensione totali dei cavi di precompressione della trave riferite al cavo risultante. È stata calcolata la perdita istantanea sulla sezione di estremità, e le perdite sono state calcolate considerando solo la trave precompressa. Nota la tensione iniziale nei trefoli definita dal progetto originario, si calcolano le perdite.

Perdite istantanee

Le perdite di tensione istantanee, sono dovute ad un accorciamento della trave ed un identico accorciamento dei cavi, che quindi perdono una parte della tensione iniziale. È stata calcolata con la seguente formula:

$$N_1 = \frac{\frac{N_0}{nA_p} + \frac{M_G}{J_{id}}}{\frac{1}{nA_p} + \frac{1}{A_{id}} + \frac{e^2}{J_{id}}}$$

$$\Delta N_{el} = N_0 - N_1$$

Dove:

- N_1: è la forza di precompressione depurata dalle perdite istantanee;
- N_0: è la forza di precompressione iniziale;
- ΔN_{el}: è la perdita istantanea in termini di forza;
- M_g: momento dovuto al peso proprio della trave;
- A_{id}: area omogeneizzata;
- J_{id}: momento d'inerzia trave omogeneizzata;

- e: eccentricità del cavo di precompressione rispetto al baricentro della sezione omogeneizzata;
- A_p: area cavo risultante;
- n: coefficiente di omogeneizzazione cavi.

Tabella 4.10. *Perdita istantanea.*

Perdita istantanea	
N_0 (kN)	7037.22
n	6
A_p (mm^2)	5295
A_{id} (mm^2)	1681770
J_{id} (cm^4)	66872196
e (mm)	315.44
$M_{g,tr}$ (kNm)	0
N_1 (kN)	6874.85
ΔN_{el} (kN)	162.37

<u>Cadute di tensione per ritiro</u>

La deformazione per il ritiro è stata valuta a tempo infinito tramite le formule delle NTC 2018 al Cap. 11.2.10.6.

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

Dove:

- ε_{cs}: è la deformazione totale del ritiro;
- ε_{cd}: è la deformazione per il ritiro da essiccamento;
- ε_{ca}: è la deformazione per il ritiro autogeno.

Il valore a tempo infinito del ritiro da essiccamento:

$$\varepsilon_{cd\infty} = k_h \varepsilon_{c0}$$

Dove:

- ε_{c0}: è definito in funzione dell'umidità relativa posta pari al 60%;
- k_h: funzione di h_0;
- h_0: è la dimensione fittizia pari al rapporto $2A_c/u$;
- A_c: area sezione in calcestruzzo;
- u: perimetro della sezione esposta all'aria.

Tabella 4.11. *Valori di ε_{c0}.*

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

Tabella 4.12. *Valori di k_h.*

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

Il valore a tempo infinito del ritiro autogeno:

$$\varepsilon_{ca\infty} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^6$$

Tabella 4.13. *Deformazione per ritiro.*

Deformazione per ritiro	
f_{ck} (Mpa)	43.64
ε_{ca} (∞)	-0.000084
Ac (mm^2)	781000
u (mm)	6451.1
h_0 (mm)	242.13
U.R. (%)	60
$\varepsilon_{cd,0}$	-0.00038
k_h	0.80
$\varepsilon_{cd,\infty}$	-0.000304
$\varepsilon_{cs}(\infty)$	-0.000388

<u>Cadute di tensione per viscosità</u>

Il coefficiente di viscosità è stato definito tramite la seguente formula fornita dalla norma 1992-1-1:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$$

- $\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$
- $\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1-\frac{RH}{100}}{0{,}1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1\right] \cdot \alpha_2 \qquad \alpha_1 = (\frac{35}{f_{cm}})^{0{,}7} \qquad \alpha_2 = (\frac{35}{f_{cm}})^{0{,}2}$

- $\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}$
- $\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1+t_0^{0,2})}$
- $\beta_c(t,t_0) = \left[\frac{(t-t_0)}{(\beta_H + t - t_0}\right]^{0,3}$
- $\beta_H = 1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3$ $\qquad \alpha_3 = (\frac{35}{f_{cm}})^{0,5}$
- $RH = 60\%$ umidità relativa ambientale;
- $t_0 =$ 14 giorni (al taglio dei cavi).

Tabella 4.14. *Coefficiente di viscosità.*

Coefficiente di viscosità	
f_{cm} (Mpa)	51.64
α_1	0.762
α_2	0.925
t_0 (gg)	14
$\beta(f_{cm})$	2.338
$\beta(t_0)$	0.557
φ_{RH}	1.377
φ_0	1.794
α_3	0.823
β_H	569.993
$\beta_c(t,t_0)$	0.993
$\varphi(t,t_0)$	1.782

<u>Cadute di tensione per rilassamento</u>

È stata calcolata la perdita a tempo infinito. È stata utilizzata la formula dell'EC2:

$$\Delta\sigma_{pr} = 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1\,\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75(1-\mu)} 10^{-5} \cdot \sigma_{pi}$$

Dove:

- ρ_{1000}=2,5;
- $\Delta\sigma_{pr}$ = è il valore assoluto della perdita di rilassamento;
- σ_{pi}= massima trazione applicata al trefolo depurato delle perdite istantanee;
- $\mu = \sigma_{pi}/f_{ptk}$;
- t: a lungo termine si considera 500000.

Tabella 4.15. *Cadute di tensione per rilassamento.*

Caduta di tensione per rilassamento	
σ_{pi} (Mpa)	1298.37
μ	0.74
ρ_{1000}	2.5
t	500000
$\Delta\sigma_{pr}(\infty)$ (Mpa)	59.31

<u>Caduta di tensione totale</u>

Per il calcolo della caduta totale è stata utilizzata la formula dell'EC2 al Cap. 5.10.6:

$$\Delta N_{c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0.8\Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}}\varphi(t,t_0)\sigma_{c,qp}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}}\frac{A_p}{A_c}(1 + \frac{A_c}{J_c} z_{cp}^2)(1 + 0.8\varphi(t,t_0))}$$

Dove:

- ε_{cs}: è la deformazione da ritiro in valore assoluto;
- Ep: è il modulo elastico dei cavi di precompressione;
- Ecm: è il modulo elastico del calcestruzzo;
- $\Delta\sigma_{pr}$: è il valore assoluto della perdita per rilassamento;
- $\varphi(t,t_0)$: è il coefficiente di viscosità;
- $\sigma_{c,qp}$: è la tensione del calcestruzzo al livello dei cavi dovuto dalla precompressione e peso proprio;
- Ap: è l'area del cavo risultante;
- A_c: è l'area della sezione di calcestruzzo;
- J_c: è il momento d'inerzia della sezione in calcestruzzo;
- z_{cp}: è la distanza tra il cavo e il baricentro della sezione di calcestruzzo.

Tabella 4.16. *Cadute di precompressione totali.*

Caduta di precompressione totale				
	Appoggio	L=2.30 m	L=11.20 m	Mezzeria
A_p (mm^2)	5295	5295	5295	5295
J_{id} (cm^4)	66907119	48709228.32	50912945	53962806
$M_{g,tr}$ (kNm)	0	639.41	2410.11	2668.97
A_c (mm^2)	1650000	781000	781000	781000
J_c (cm^4)	66550000	48049553.6	48049553.6	48049553.6
z_{cp} (mm)	338.48	464.66	968.29	990.92
$\sigma_{c,qp}$(Mpa)	5.34	11.26	17.60	17.91
E_{cm} (Mpa)	33842.27	33842.27	33842.27	33842.27
E_p (Mpa)	200000	200000	200000	200000
ΔN (kN)	906.52	1140.49	1319.76	1326.45
ΔN_{tot} (kN)	1068.89	1302.86	1482.13	1488.82

Si è ricavata una perdita massima che è circa il 21% della tensione iniziale. Comunque risultano delle perdite inferiori rispetto a quelle che sono state considerate nel progetto dell'epoca. Infatti era stata considerata una perdita totale pari al 24% ed era stata considerata costante su tutta la trave, quindi il progetto era stato fatto in modo conservativo. Inoltre le perdite calcolate in questo studio non è detto che rappresentano le perdite reali e quindi c'è un'incertezza riguardo a questo aspetto.

4.10. Verifica della trave.

4.10.1. Verifica a flessione agli SLU.

Sono state effettuate le verifiche agli SLU dovute alle azioni flettenti, considerando i carichi mobili delle NTC 2018. La verifica è stata effettuata in due sezioni: in mezzeria e a 5.65 m dall'appoggio.
Si è ipotizzato la condizione con calcestruzzo a rottura e acciaio snervato.
Per prima cosa è stato calcolato la posizione dell'asse neutro:

$$y = \frac{A_p f_{pyd} + A_s f_{yd}}{0.8 \cdot b \cdot f_{cd}}$$

Dove:

- A_p: area dei trefoli;
- A_s: area armatura aggiuntiva;
- f_{yd}: tensione di calcolo di snervamento delle armature;
- f_{pyd}: tensione di calcolo di snervamento dei trefoli;
- f_{cd}: resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo.

Poi è stato calcolato il momento resistente:

$$M_{rd} = A_s f_{yd}(d' - 0.4y) + A_p f_{pyd}(d - 0.4y)$$

Dove:

- d': è l'altezza utile riferita alle armature lente;
- d: è l'altezza utile riferita ai trefoli.

Nella sezione a 5.65 m non c'è il contributo delle armature aggiuntive.
Si deve verificare che $M_{ed} \leq M_{rd}$.

<u>Completa Adeguatezza</u>

Tabella 4.17. *Verifica a flessione in mezzeria e L=5.65m.*

$f_{cd,sol}$ (Mpa)	28.01
f_{pyd} (Mpa)	1412.16
E_p (Mpa)	200000
A_p (mm^2)	5295
$A_{s,mezz.}$ (mm^2)	1878.66
f_{yd} (Mpa)	375.00
b_{sol} (mm)	3145
$d_{mezz.}$ (mm)	2378
d' (mm)	2460

Mezzeria	
γ_{g1}	1.35
γ_{g2}	1.35
γ_q	1.35
M_{ed} (kNm)	18084.14

L=5.65 m (da appoggio)	
γ_{g1}	1.35
γ_{g2}	1.35
γ_q	1.35
M_{ed} (kNm)	10845.14

y (mm)	116.09
M_{rd} (kNm)	19134.37
M_{ed} /M_{rd}	0.95
$M_{rd} \geq M_{ed}$	*verifica*

d (mm)	2058.20
y (mm)	106.09
M_{rd} (kNm)	15072.67
M_{ed} /M_{rd}	0.72
$M_{rd} \geq M_{ed}$	*verifica*

Viene riportato il grafico del momento sollecitante e resistente in cui sono stati riportati i rapporti M_{ed}/M_{rd} per le sezioni di verifica.

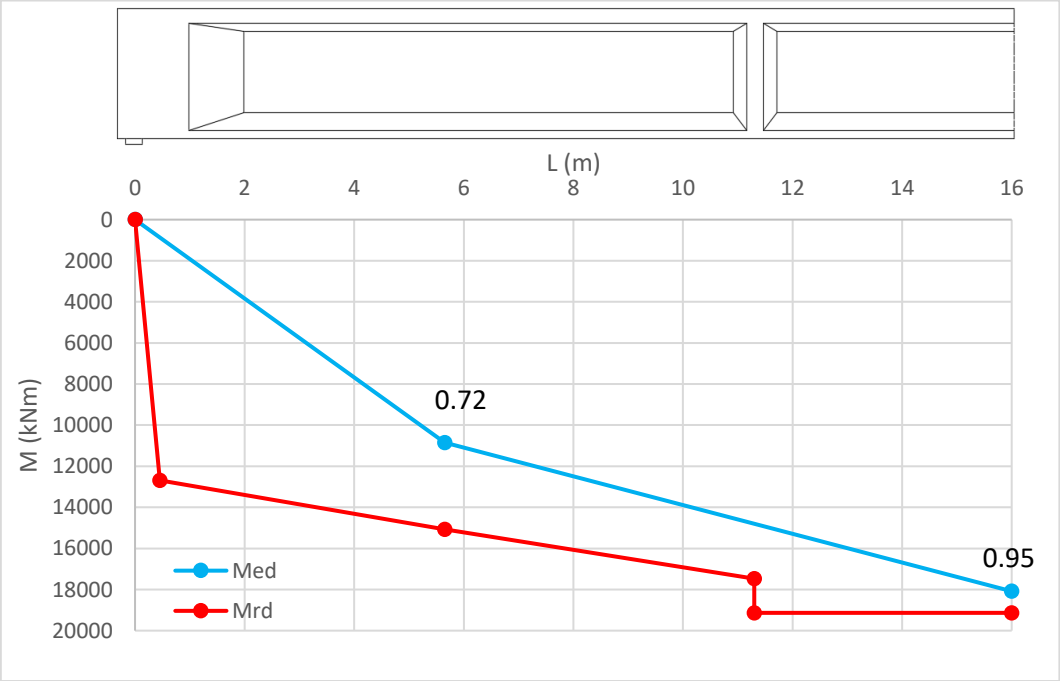


Grafico 4.1. *Momento resistente per Completa Adeguatezza.*

Come si nota dal grafico la verifica risulta soddisfatta in ogni punto. Quindi la trave a flessione verifica nella condizione di Completa Adeguatezza.

Vengono riportate anche le verifiche effettuate con VCASLU nella sezione di mezzeria.

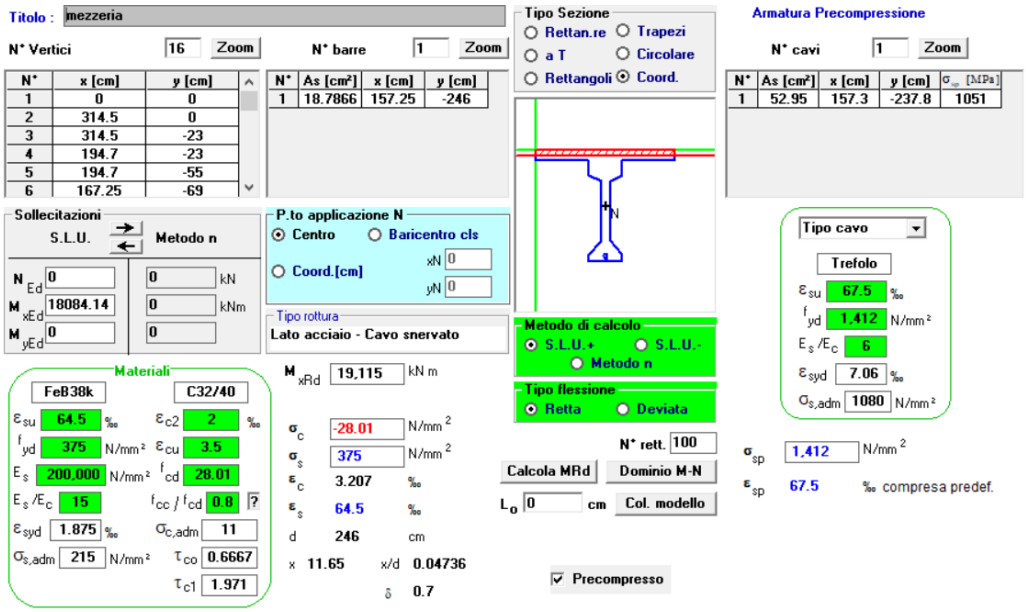


Figura 4.21. *Momento resiste in mezzeria calcolato tramite VCASLU.*

Mentre nei calcoli manuali è stato considerato il legame costitutivo delle armature come elasto-plastico indefinito e quindi la rottura avviene lato calcestruzzo, in VCASLU tiene conto della deformazione ultima dell'acciaio e quindi in questo caso la rottura avviene lato acciaio e si ottiene un momento resistente di 19115 kNm, quindi inferiore dello 0.1%.

Per completezza vengono riportate anche le verifiche nelle condizioni di Operatività e Transitabilità dei mezzi pesanti

<u>Operatività</u>

Tabella 4.18. *Verifica a flessione in mezzeria e L=5.65m.*

$f_{cd,sol}$ (Mpa)	33.35
f_{pd} (Mpa)	1412.16
A_p (mm^2)	5295
$A_{s,mezz}$ (mm^2)	1878.66
f_{yd} (Mpa)	375.00
b (mm)	3145
h (mm)	230
d_{mezz} (mm)	2378
d' (mm)	2460

Mezzeria	
γ_{g1}	1.26
γ_{g2}	1.26
γ_q	1.20
M_{ed} (kNm)	16470.90

L=5.65 m (da appoggio)	
γ_{g1}	1.26
γ_{g2}	1.26
γ_q	1.20
M_{ed} (kNm)	9863.61

y (mm)	97.51
M_{rd} (kNm)	19195.16
M_{ed} /M_{rd}	0.86
$M_{rd} \geq M_{ed}$	*verifica*

d (mm)	2058.20
y (mm)	89.12
M_{rd} (kNm)	15123.44
M_{ed} /M_{rd}	0.65
$M_{rd} \geq M_{ed}$	*verifica*

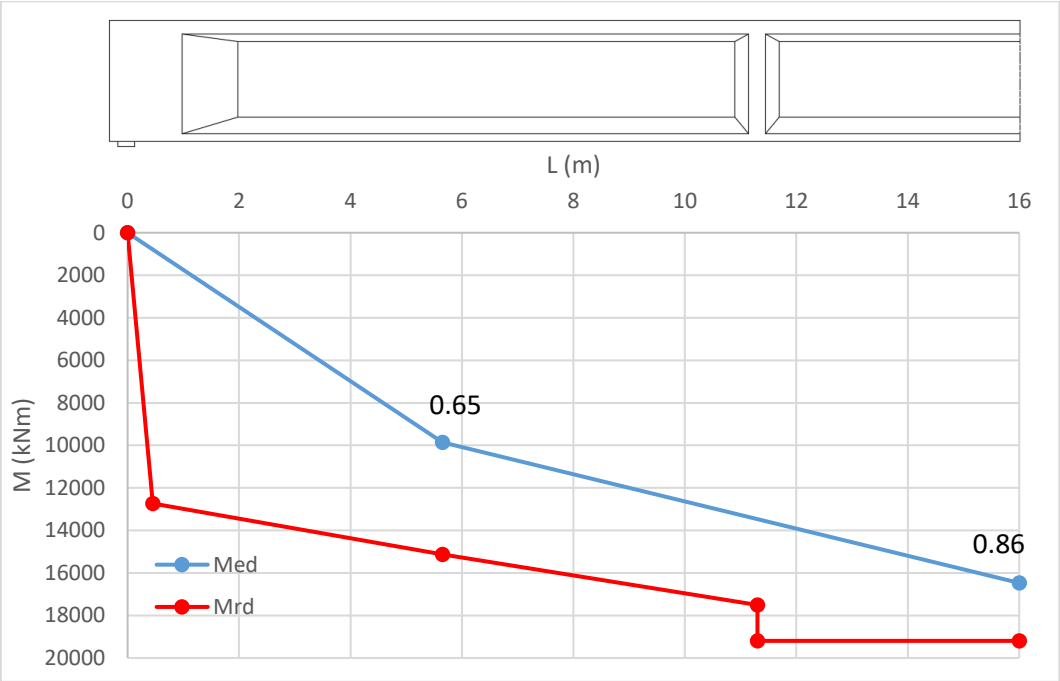


Grafico 4.2. *Momento resistente per condizione di Operatività.*

Con la condizione di Operatività si ha una verifica con un maggior margine di sicurezza. In questo caso si hanno delle sollecitazioni ridotte di circa il 9 %.

Transitabilità mezzi pesanti L2.

Le caratteristiche dei materiali sono le stesse dell'Operatività.

Tabella 4.19. *Verifica a flessione in mezzeria e L=5.65m.*

Mezzeria	
γ_{g1}	1.26
γ_{g2}	1.26
γ_q	1.35
M_{ed} (kNm)	14507.57

L=5.65 m (da appoggio)	
γ_{g1}	1.26
γ_{g2}	1.26
γ_q	1.35
M_{ed} (kNm)	8462.94

y (mm)	97.51
M_{rd} (kNm)	19195.16
M_{ed} /M_{rd}	0.76
$M_{rd} \geq M_{ed}$	*verifica*

d (mm)	2058.20
y (mm)	89.12
M_{rd} (kNm)	15123.44
M_{ed} /M_{rd}	0.56
$M_{rd} \geq M_{ed}$	*verifica*

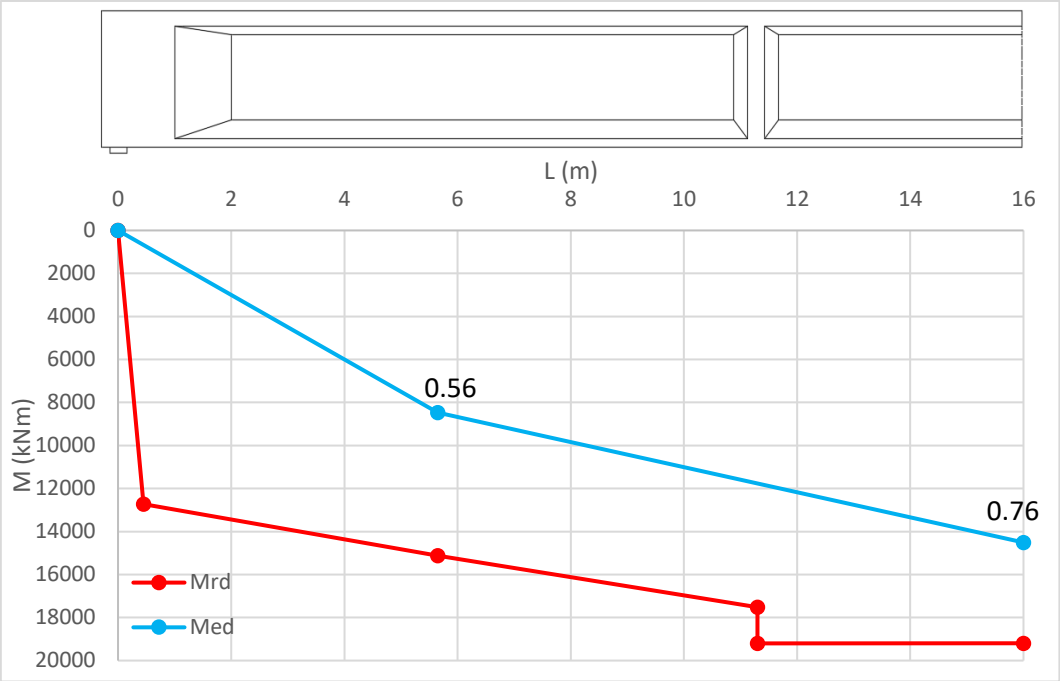


Grafico 4.3. *Momento resistente per condizione di Transitabilità (2) dei mezzi pesanti L2.*

La Transitabilità dei mezzi pesanti L2 fornisce dei momenti inferiori di circa il 12% rispetto alla condizione di Completa Adeguatezza.

<u>Transitabilità mezzi pesanti L1.</u>

Tabella 4.20. *Verifica a flessione in mezzeria e L=5.65m.*

Mezzeria	
γ_{g1}	1.26
γ_{g2}	1.26
γ_q	1.60
M_{ed} (kNm)	15653.73

L=5.65 m (da appoggio)	
γ_{g1}	1.26
γ_{g2}	1.26
γ_q	1.60
M_{ed} (kNm)	9161.05

y (mm)	97.51
M_{rd} (kNm)	19195.16
M_{ed} /M_{rd}	0.82
$M_{rd} \geq M_{ed}$	*verifica*

d (mm)	2058.20
y (mm)	89.12
M_{rd} (kNm)	15123.44
M_{ed} /M_{rd}	0.61
$M_{rd} \geq M_{ed}$	*verifica*

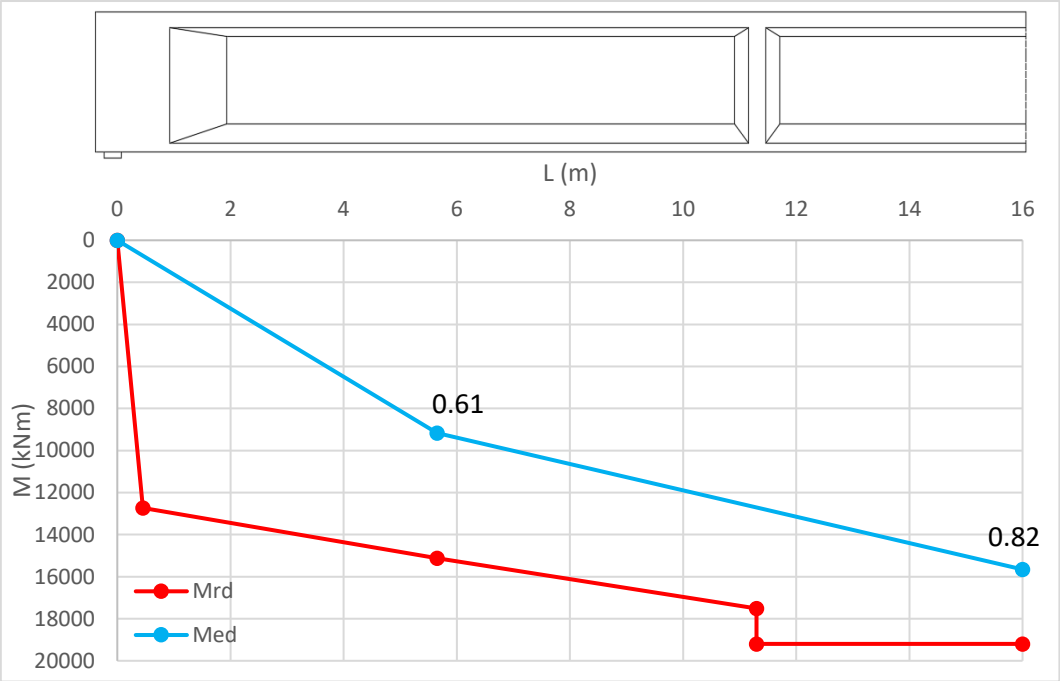


Grafico 4.4. *Momento resistente per condizione di Transitabilità (2) dei mezzi pesanti L1.*

La differenza che c'è tra le sollecitazioni della Transitabilità dei mezzi pesanti L1 e L2 è di circa il 7%. Quindi nel caso in cui le verifiche dei momenti risultano critiche è molto importante anche la scelta del livello di controllo.

In questo caso, la trave non risulta vulnerabile a flessione, infatti risulta verificata nella condizione di Completa Adeguatezza. Sicuramente la sezione è verificata con i carichi attuali, sia perché le sollecitazioni erano state calcolate tramite metodi semplificati e anche perché dato che le verifiche erano state fatte in termini tensionali, avendo considerato delle perdite ai cavi maggiori e quindi conservative, in mezzeria era stata ricavata una armatura aggiuntiva che oggi è fondamentale per far sì che la verifica sia soddisfatta

4.10.2. Verifica a taglio agli SLU.

La trave è armata con staffe Φ14 a quattro bracci con passo 20 cm sulle testate, invece dalla fine del ringrosso si hanno delle staffe Φ8 a due bracci ogni 33 cm. Quindi considerando le armature utilizzate si avranno delle difficoltà nella verifica al taglio.

Le linee guida permettono di adottare la seguente formula, riportata nelle NTC2018, che può essere utilizzata per le travi precompresse in semplice appoggio nelle zone non fessurate dal momento flettente (con tensioni di trazione non superiori a f_{ctd}).

$$V_{rd} = 0.7 \cdot \ b_w \cdot d(f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd})^{1/2}$$

Dove:

- b_w: è la larghezza minima della sezione;
- d: è l'altezza utile della sezione;
- f_{ctd}: è la resistenza a trazione di progetto del calcestruzzo;
- σ_{cp}: è la tensione media di compressione.

Questa formula deriva dalla formula dell'EC2 al Cap. 6.2.2.

$$V_{rd,c} = \frac{J \cdot b_w}{S}(f_{ctd}^2 + \alpha_l \sigma_{cp} f_{ctd})^{1/2}$$

Dove:

- J: è il momento d'inerzia della sezione;
- S: è il momento statico della sezione al di sopra del baricentro;
- α_l: $l_x/l_{pt2} \leq 1$

Inoltre l'eurocodice riporta che, nelle zone non fessurate poste a sinistra dell'intersezione tra l'asse baricentrico e una linea inclinata di 45° a partire dal bordo interno dell'appoggio, non deve essere effettuata questa verifica.

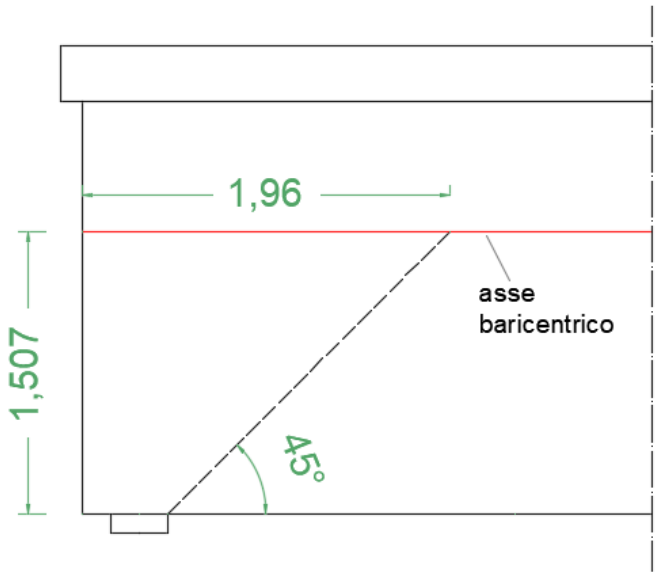


Figura 4.22. *Definizione della parte della trave in cui non è necessario effettuare la verifica.*

In questo caso non è necessario effettuare la verifica per 1,96 m dalla testata, quindi la prima sezione di verifica è stata considerata a 2,30 m dalla testata, che corrisponde alla sezione di fine ringrosso e quindi più gravosa.

Le sezioni di verifica considerate oltre a quella di fine ringrosso, è stata considerata una sezione a 11,20 m, da inizio testata, e in mezzeria.

La differenza tra queste due formule si trova solamente nella prima parte in cui J/S è stata sostituita con 0.7d nella norma italiana. Applicando entrambe le formule si è notato che il rapporto J/S diviso per d non risulta pari a 0.7 ma circa 0.8. Quindi con la formula della norma italiana si ottengono delle resistenze più piccole. In questo caso si utilizza la formula dell'eurocodice.

Quindi per prima cosa è stato calcolato il momento di fessurazione, come delta del momento necessario per raggiungere la fessurazione, oltre il contributo dei carichi permanenti, tenendo conto delle fasi costruttive. È stato calcolato per le varie sezioni di verifica, considerando le azioni permanenti agli SLU e quindi amplificate per i fattori parziali di sicurezza, per poi confrontarlo con il momento massimo derivante dai carichi mobili anch'esso amplificato per i fattori di sicurezza agli SLU. In questo modo graficando i vari punti è stato possibile definire il tratto di trave fessurata. A questo punto, si è verificato se queste fessure sono aperte nella condizione di massimo taglio. Quindi, come per la fessurazione, è stato calcolato il delta del momento di decompressione, ed è stato confrontato con il momento concomitante al taglio massimo, anche in questo caso amplificati per i fattori di sicurezza agli SLU. Si è definito il tratto di trave decompresso, e quindi nel tratto fessurato e decompresso la verifica è stata effettuata considerando il contributo delle staffe, se invece è fessurata ma non decompressa, allora la verifica è stata fatta con la formula precedente perché la fessura c'è ma è chiusa, quindi c'è attrito.

Nelle zone fessurate e decompresse la resistenza al taglio è stata calcolata con il metodo a teta variabile. Si è definito l'angolo θ* uguagliando la resistenza delle armature e del calcestruzzo.

$$sen\theta^2 = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{s \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd}}$$

Dove:

- A_{sw}: l'area di una staffa;
- s: passo delle staffe;
- b_w: larghezza minima della sezione;
- f'_{cd}: νf_{cd};
- αc: coefficiente maggiorativo.

Poi è stato verificato che 21.8°≤ θ*≤ 45°, se θ*< 21.8° si è assunto θ=21.8°.

La resistenza è stata definita con le seguenti formule:

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

$$V_{Rsd} = 0{,}9 d \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} (cotg\alpha + cotg\theta) sen\alpha$$

$$V_{Rd} = min\{V_{Rcd}; V_{Rsd}\}$$

Si deve verificare che $V_{ed} \leq V_{rd}$.

Inoltre è stata considerata la componente verticale dei cavi da precompressione, applicata come riduzione del taglio sollecitante.

Completa adeguatezza.

Tabella 4.21. *Definizione dei momenti di fessurazione, decompressione e tagli sollecitanti, per le sezioni di verifica.*

L=2.00 m (da appoggio)	
N (kN)	5734.36
f_{ctk} (Mpa)	2.60
f_{ctd} (Mpa)	2.48
e (mm)	446.50
A_{id} (mm^2)	812770
$W_{c,i\ tr}$ (cm^3)	444899.31
$W_{c,i\ tr+sol}$ (cm^3)	677048.70
M_G (kNm)	1747.40
M_p (kNm)	348.74
M_{cr} (kNm)	7343.68
M_q (kNm)	2476.65
$M_{cr} > M_q$	*non fessurata*

L=2.00 m (da appoggio)	
γ_{g1}	1.35
γ_{g2}	1.35
γ_q	1.35
V_{ed} (kN)	2166.60
V_{cavo} (kN)	323.97

L=10.90m (da appoggio)	
N (kN)	5555.09
f_{ctk} (Mpa)	2.60
f_{ctd} (Mpa)	2.48
e (mm)	930.44
A_{id} (mm^2)	812770
$W_{c,i\ tr}$ (cm^3)	473542.23
$W_{c,i\ tr+sol}$ (cm^3)	705998.40
M_G (kNm)	6688.42
M_p (kNm)	1348.54
M_{cr} (kNm)	2961.21
M_q (kNm)	8187.89
$M_{cr} > M_q$	*fessurata*

L=10.90m (da appoggio)	
M_G (kNm)	6688.42
M_p (kNm)	1348.54
M_{dec} (kNm)	1211.00
M_q (kNm)	7125.04
$M_{dec} > M_q$	*decompressa*

L=10.90m (da appoggio)	
γ_{g1}	1.35
γ_{g2}	1.35
γ_q	1.35
V_{ed} (kN)	1027.61
V_{cavo} (kN)	313.85

Mezzeria	
N (kN)	5548.40
f_{ctk} (Mpa)	2.60
f_{ctd} (Mpa)	2.48
e (mm)	917.53
A_{id} (mm^2)	840949.9
$W_{c,i\ tr}$ (cm^3)	519068.54
$W_{c,i\ tr+sol}$ (cm^3)	766528.82
M_G (kNm)	7415.33
M_p (kNm)	1497.13
M_{cr} (kNm)	2027.82
M_q (kNm)	9171.68
$M_{cr} > M_q$	*fessurata*

Mezzeria	
M_G (kNm)	7415.33
M_p (kNm)	1497.13
M_{dec} (kNm)	127.56
M_q (kNm)	7179.64
$M_{dec} > M_q$	*decompressa*

Mezzeria	
γ_{g1}	1.35
γ_{g2}	1.35
γ_q	1.35
V_{ed} (kN)	559.99
V_{cavo} (kN)	0.00

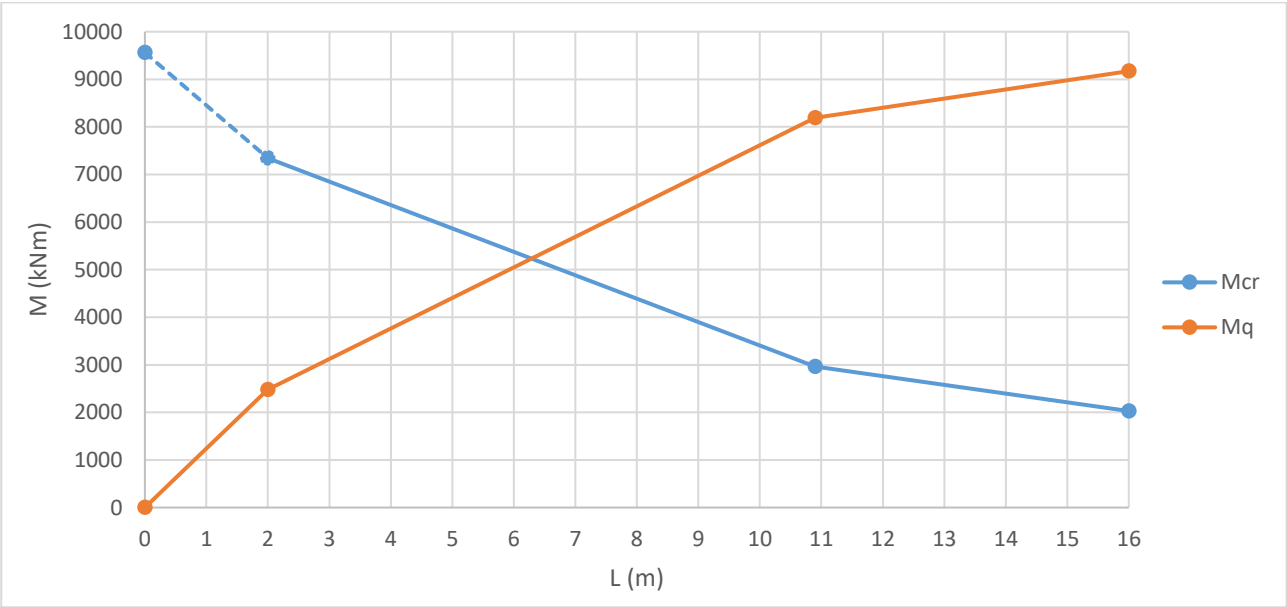


Grafico 4.5. *Momento di fessurazione.*

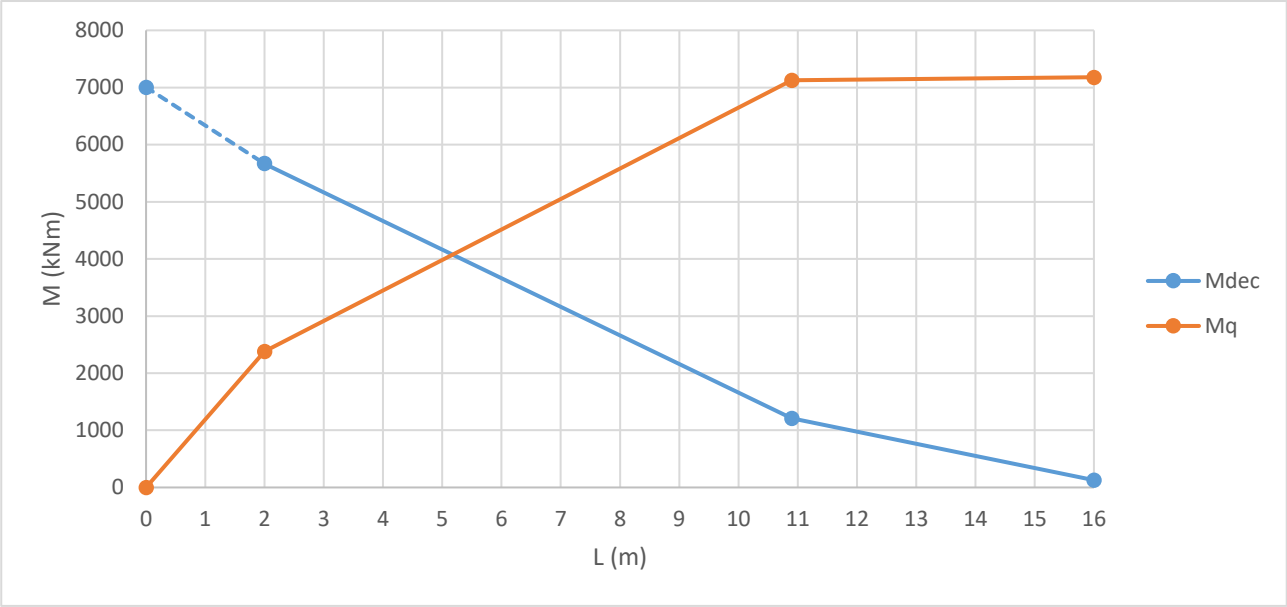


Grafico 4.6. *Momento di decompressione.*

Nelle parti tratteggiate la precompressione non sarebbe ancora trasmessa, però per completezza viene graficato in questo modo. Per la costruzione del grafico sono stati calcolati anche i momenti di fessurazione e decompressione per l'appoggio e a L=2.00 m anche se non sono stati riportati i calcoli.

Quindi risulta che da 6,27 m la trave è fessurata ed anche decompressa, quindi in quel tratto la verifica viene effettuata con il metodo a teta variabile.

Tabella 4.22. *Verifiche a taglio, per le sezioni di verifica.*

L=2.00 m (da appoggio)	
S (mm^3)	561340333.3
J (mm^4)	1125701802016.67
l_{pt2} (mm)	552.82
l_x (mm)	1747.18
α_l	1.00
bw (mm)	200
A_c (mm^2)	781000
σ_{cp} (Mpa)	7.33
V_{rd} (kN)	1977.87
V_{ed} (kN)	1842.63
V_{ed}/V_{rd}	0.93
$V_{ed} \leq V_{rd}$	*verifica*

L=10.90 m (da appoggio)	
d(mm)	2355.29
bw (mm)	200
σ_{cp} (Mpa)	7.10
α_c	1.21
f'_{cd} (Mpa)	17.21
θ*(°)	9.522
θ(°)	21.80
A_{sw} (mm^2)	100
s (mm)	330
$V_{rc,d}$ (kN)	3035.30
$V_{rs,d}$ (kN)	602.25
V_{rd} (kN)	602.25
V_{ed} (kN)	713.76
V_{ed}/V_{rd}	1.19
$V_{ed} \leq V_{rd}$	*non verifica*

Mezzeria	
d(mm)	2377.92
bw (mm)	200
σ_{cp} (Mpa)	7.10
α_c	1.21
f'_{cd} (Mpa)	17.21
θ*(°)	9.521
θ(°)	21.80
A_{sw} (mm^2)	100
s (mm)	330
$V_{rc,d}$ (kN)	3064.70
$V_{rs,d}$ (kN)	608.03
V_{rd} (kN)	608.03
V_{ed} (kN)	559.99
V_{ed}/V_{rd}	0.92
$V_{ed} \leq V_{rd}$	*verifica*

Per la costruzione esatta del grafico è stato calcolato il taglio sollecitante in corrispondenza della deviazione dei cavi e il taglio resistente a 6,27 m, che corrisponde all'inizio del tratto fessurato.

L=11.30 (da appoggio)	
V_{ed} (kN)	1156.45

L=6.27 (da appoggio)	
V_{rd} (kN)	535.18

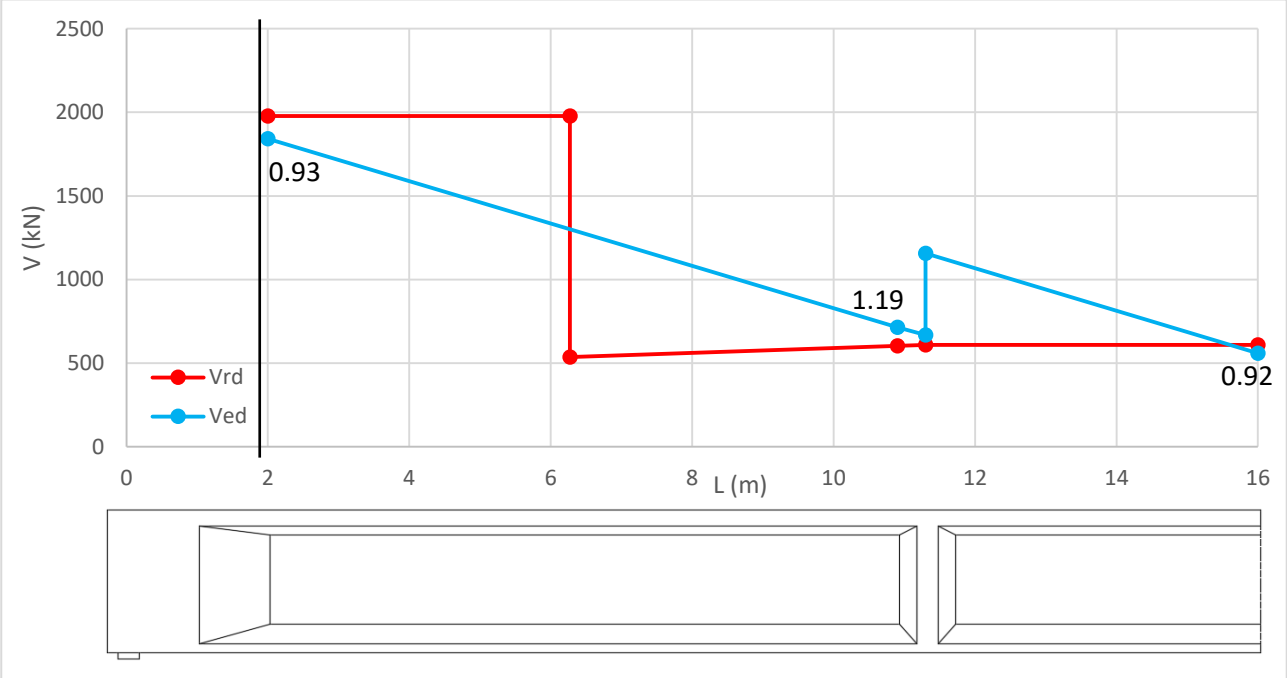


Grafico 4.7. *Taglio resistente per la condizione di Completa Adeguatezza.*

Come si nota dal grafico, nella condizione di Completa Adeguatezza, la parte non fessurata risulta verificata, mentre il tratto non fessurato risulta non verificato, tranne un piccolo tratto in mezzeria.

Quindi si è proceduto alla verifica nella condizione di Operatività.

Operatività.

Tabella 4.23. *Definizione dei momenti di fessurazione, decompressione e tagli sollecitanti, per le sezioni di verifica.*

L=2.00 m (da appoggio)	
N (kN)	5734.36
f_{ctk} (Mpa)	2.60
f_{ctd} (Mpa)	2.60
e (mm)	446.50
A_{id} (mm^2)	812770
$W_{c,i\ tr}$ (cm^3)	444899.31
$W_{c,i\ tr+sol}$ (cm^3)	677048.70
M_G (kNm)	1630.91
M_p (kNm)	325.49
M_{cr} (kNm)	7628.13
M_q (kNm)	2201.47
$M_{cr} > M_q$	*non fessurata*

L=2.00 m (da appoggio)	
γ_{g1}	1.26
γ_{g2}	1.26
γ_q	1.20
V_{ed} (kN)	1968.66
V_{cavo} (kN)	323.97

L=10.90 m (da appoggio)	
N (kN)	5555.09
f_{ctk} (Mpa)	2.60
f_{ctd} (Mpa)	2.60
e (mm)	930.44
A_{id} (mm^2)	812770
$W_{c,i\ tr}$ (cm^3)	473542.23
$W_{c,i\ tr+sol}$ (cm^3)	705998.40
M_G (kNm)	6242.53
M_p (kNm)	1258.63
M_{cr} (kNm)	3803.41
M_q (kNm)	7278.13
$M_{cr} > M_q$	*fessurata*

L=10.90 m (da appoggio)	
M_G (kNm)	6242.53
M_p (kNm)	1258.63
M_{dec} (kNm)	1965.68
M_q (kNm)	6333.37
$M_{dec} > M_q$	*decompressa*

L=10.90m (da appoggio)	
γ_{g1}	1.26
γ_{g2}	1.26
γ_q	1.20
V_{ed} (kN)	930.03
V_{cavo} (kN)	313.85

Mezzeria	
N (kN)	5548.40
f_{ctk} (Mpa)	2.60
f_{ctd} (Mpa)	2.60
e (mm)	917.53
A_{id} (mm^2)	840949.9
$W_{c,i\ tr}$ (cm^3)	519068.54
$W_{c,i\ tr+sol}$ (cm^3)	766528.82
M_G (kNm)	6920.97
M_p (kNm)	1397.32
M_{cr} (kNm)	2952.68
M_q (kNm)	8152.61
$M_{cr} > M_q$	*fessurata*

Mezzeria	
M_G (kNm)	6920.97
M_p (kNm)	1397.32
M_{dec} (kNm)	957.40
M_q (kNm)	6381.90
$M_{dec} > M_q$	*decompressa*

Mezzeria	
γ_{g1}	1.26
γ_{g2}	1.26
γ_q	1.20
V_{ed} (kN)	497.77
V_{cavo} (kN)	0.00

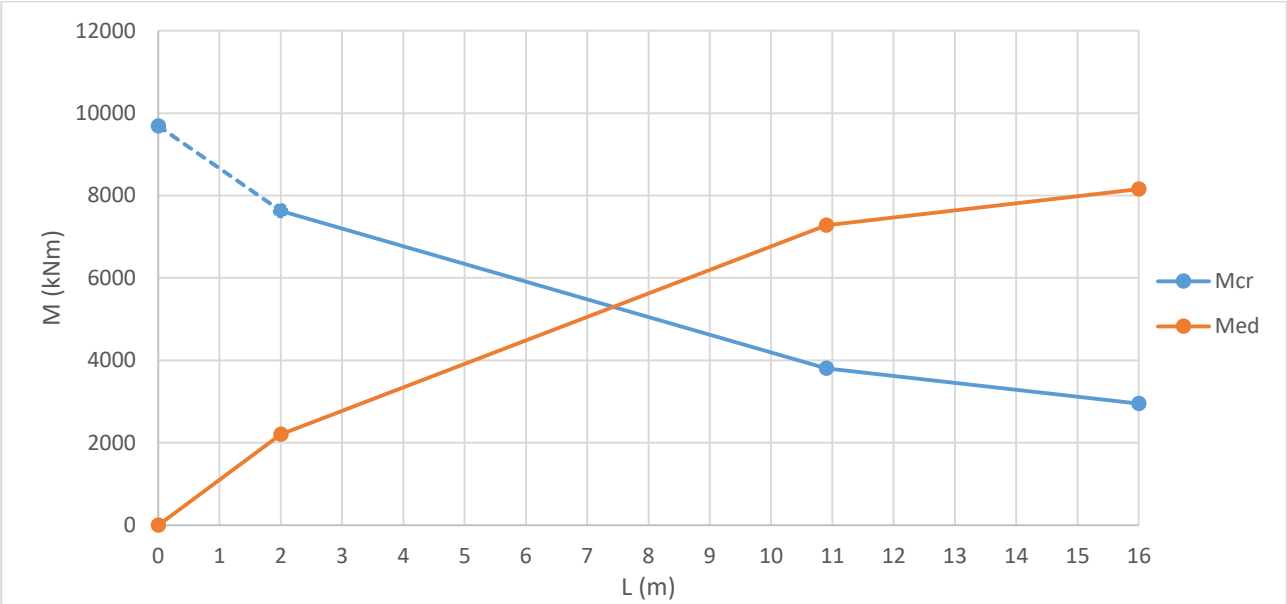


Grafico 4.8. *Momento di fessurazione.*

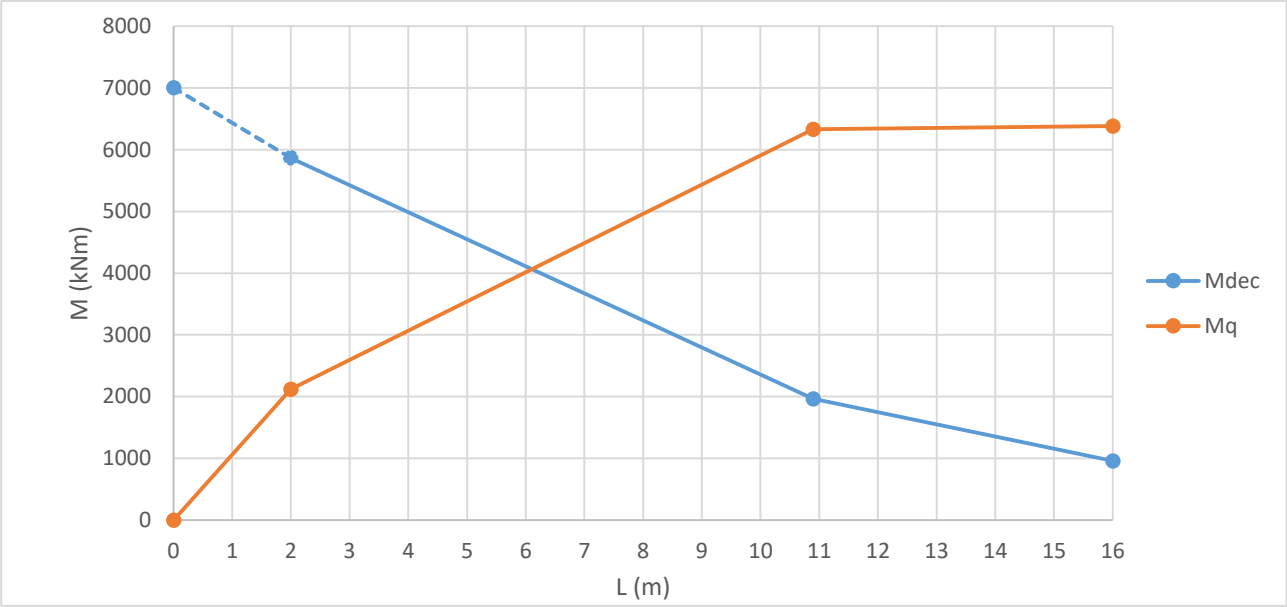


Grafico 4.9. *Momento di decompressione.*

In questo caso, la zona fessurata inizia a 7,43 m e risulta anche decompressa.

Tabella 4.24. *Verifiche a taglio, per le sezioni di verifica.*

L=2.00m (da appoggio)	
S (mm^3)	561340333.3
J (mm^4)	1125701802016.67
l_{pt2} (mm)	552.82
l_x (mm)	1747.18
α_l	1.00
bw (mm)	200
A_c (mm^2)	781000
σ_{cp} (Mpa)	7.33
V_{rd} (kN)	2039.48
V_{ed} (kN)	1644.69
V_{ed}/V_{rd}	0.81
$V_{ed} \leq V_{rd}$	*verifica*

L=10.90 m (da appoggio)	
d(mm)	2355.29
bw (mm)	200
σ_{cp} (Mpa)	7.10
α_c	1.17
f'_{cd} (Mpa)	20.49
θ*(°)	8.843
θ(°)	21.80
A_{sw} (mm^2)	100
s (mm)	330
$V_{rc,d}$ (kN)	3514.60
$V_{rs,d}$ (kN)	602.25
V_{rd} (kN)	602.25
V_{ed} (kN)	616.19
V_{ed}/V_{rd}	1.02
$V_{ed} \leq V_{rd}$	*non verifica*

Mezzeria	
d(mm)	2377.92
bw (mm)	200
σ_{cp} (Mpa)	7.10
α_c	1.17
f'_{cd} (Mpa)	20.49
θ*(°)	8.843
θ(°)	21.80
A_{sw} (mm^2)	100
s (mm)	330
$V_{rc,d}$ (kN)	3548.60
$V_{rs,d}$ (kN)	608.03
V_{rd} (kN)	608.03
V_{ed} (kN)	497.77
V_{ed}/V_{rd}	0.82
$V_{ed} \leq V_{rd}$	*verifica*

Per la costruzione esatta del grafico è stato calcolato il taglio sollecitante in corrispondenza della deviazione dei cavi e il taglio resistente a 7.43 m, che corrisponde all'inizio del tratto fessurato.

L=11.30 m (da appoggio)	
V_{ed} (kN)	1042.15

L=7.43 m (da appoggio)	
V_{rd} (kN)	552.06

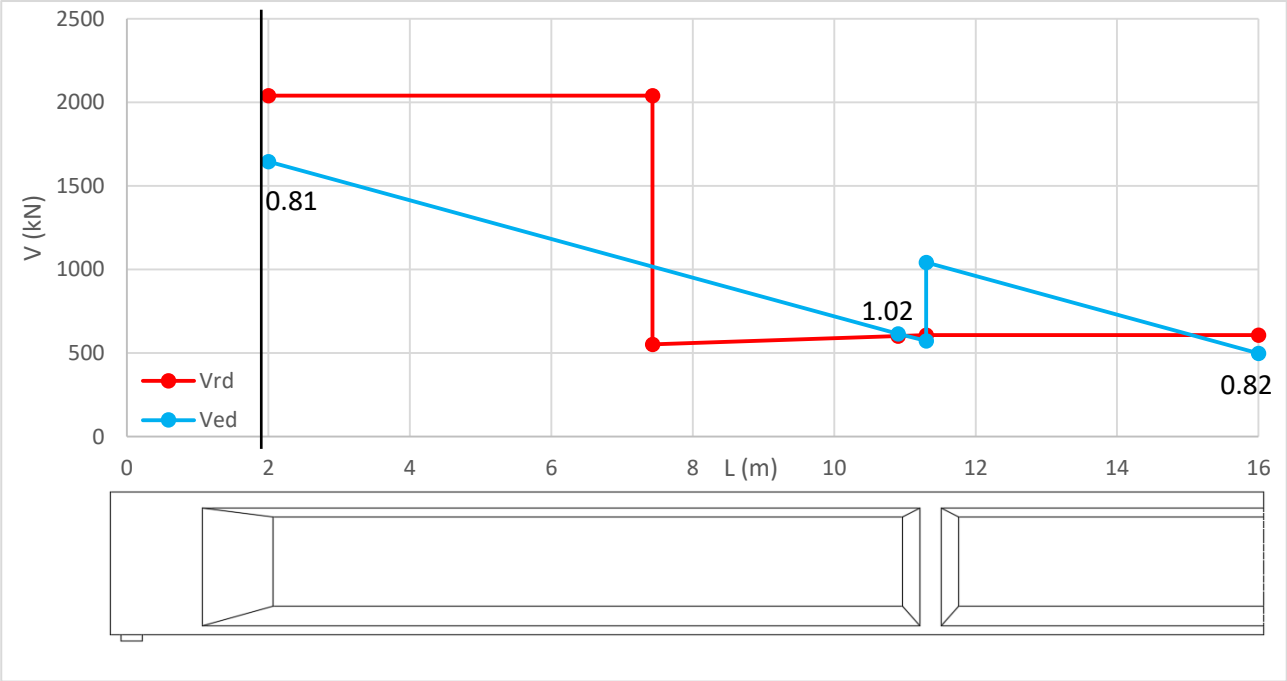


Grafico 4.10 *Taglio resistente per la condizione di Operatività.*

Anche in Operatività, la zona non fessurata risulta verificata, mentre nella zona fessurata si hanno dei tratti che non verificano.

Quindi è stata effettuata la verifica di Transitabilità (2) dei mezzi pesanti, ed è stata fatta ipotizzando il livello di controllo 1 e 2.

<u>Transitabilità mezzi pesanti L2.</u>

Tabella 4.25. *Definizione dei momenti di fessurazione, decompressione e tagli sollecitanti, per le sezioni di verifica.*

L=2.00 m (da appoggio)	
N (kN)	5734.36
f_{ctk} (Mpa)	2.60
f_{ctd} (Mpa)	2.60
e (mm)	446.50
A_{id} (mm^2)	812770
$W_{c,i\ tr}$ (cm^3)	444899.31
$W_{c,i\ tr+sol}$ (cm^3)	677048.70
M_G (kNm)	1630.91
M_p (kNm)	325.50
M_{cr} (kNm)	7628.13
M_q (kNm)	1590.54
$M_{cr} > M_q$	*<u>non fessurata</u>*

L=2.00 m (da appoggio)	
γ_{g1}	1.26
γ_{g2}	1.26
γ_q	1.35
V_{ed} (kN)	1681.97
V_{cavo} (kN)	323.97

L=10.90 m (da appoggio)	
N (kN)	5555.09
f_{ctk} (Mpa)	2.60
f_{ctd} (Mpa)	2.60
e (mm)	930.44
A_{id} (mm^2)	812770
$W_{c,i\ tr}$ (cm^3)	473542.23
$W_{c,i\ tr+sol}$ (cm^3)	705998.40
M_G (kNm)	6242.53
M_p (kNm)	1258.63
M_{cr} (kNm)	3803.41
M_q (kNm)	5606.25
$M_{cr} > M_q$	*fessurata*

L=10.90 m (da appoggio)	
M_G (kNm)	6242.53
M_p (kNm)	1258.63
M_{dec} (kNm)	1965.68
M_q (kNm)	4925.97
$M_{dec} > M_q$	*decompressa*

L=10.90 m (da appoggio)	
γ_{g1}	1.26
γ_{g2}	1.26
γ_q	1.35
V_{ed} (kN)	799.69
V_{cavo} (kN)	313.85

Mezzeria	
N (kN)	5548.40
f_{ctk} (Mpa)	2.60
f_{ctd} (Mpa)	2.60
e (mm)	917.53
A_{id} (mm^2)	840949.9
$W_{c,i\ tr}$ (cm^3)	519068.54
$W_{c,i\ tr+sol}$ (cm^3)	766528.82
M_G (kNm)	6920.97
M_p (kNm)	1397.32
M_{cr} (kNm)	2952.68
M_q (kNm)	6189.27
$M_{cr} > M_q$	*fessurata*

Mezzeria	
M_G (kNm)	6920.97
M_p (kNm)	1397.32
M_{dec} (kNm)	957.40
M_q (kNm)	4217.94
$M_{dec} > M_q$	*decompressa*

Mezzeria	
γ_{g1}	1.26
γ_{g2}	1.26
γ_q	1.35
V_{ed} (kN)	300.70
V_{cavo} (kN)	0.00

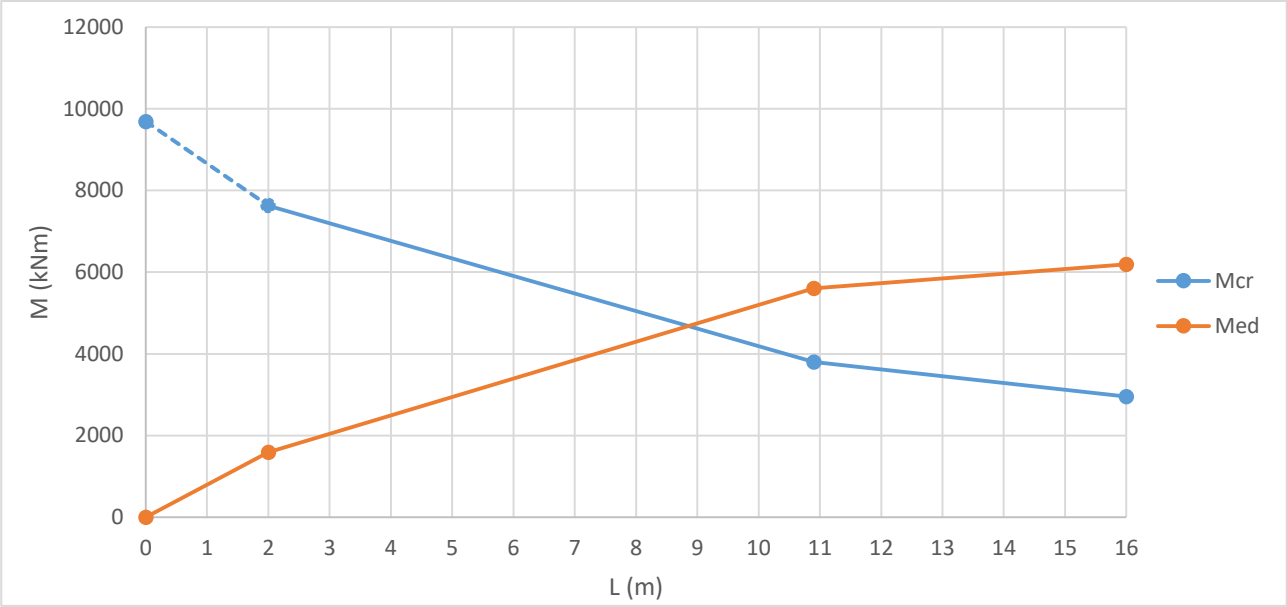


Grafico 4.11. *Momento di fessurazione.*

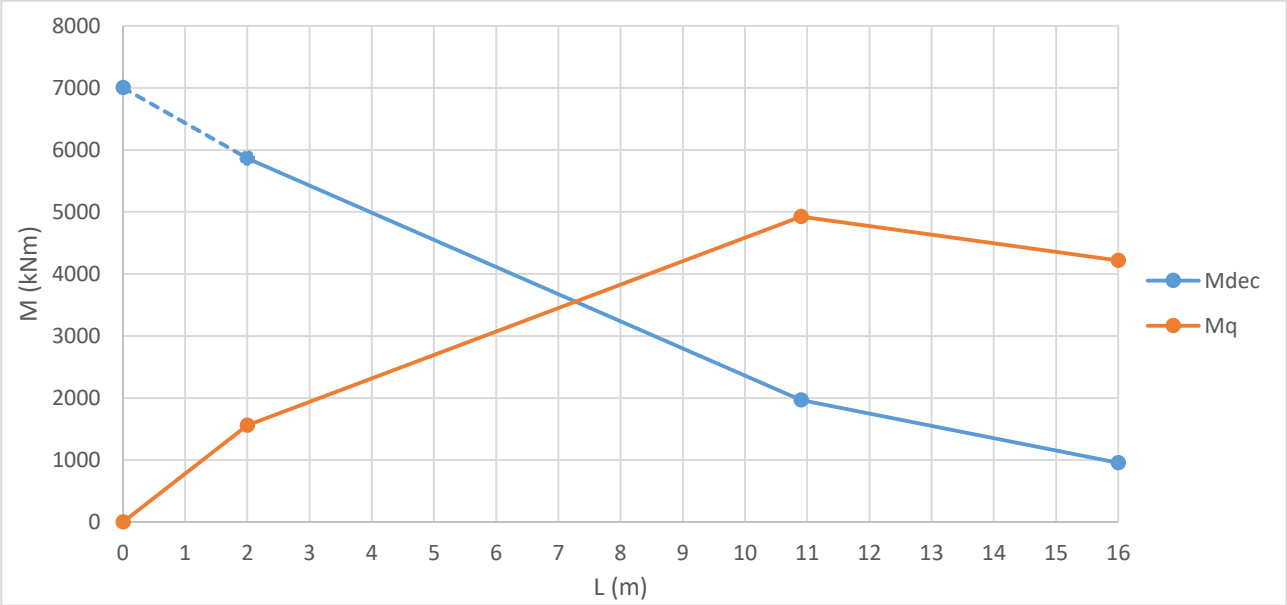


Grafico 4.12. *Momento di decompressione.*

In questo caso la fessurazione avviene da 8.81 m.

Tabella 4.26. *Verifiche a taglio, per le sezioni di verifica*

L=2.00 m (da appoggio)	
S (mm^3)	561340333.3
J (mm^4)	1125701802016.67
l_{pt2} (mm)	552.82
l_x (mm)	1747.18
α_l	1.00
bw (mm)	200
A_c (mm^2)	781000
σ_{cp} (Mpa)	7.33
V_{rd} (kN)	2039.48
V_{ed} (kN)	1358.00
V_{ed}/V_{rd}	0.67
$V_{ed} \leq V_{rd}$	*verifica*

L=10.90 m (da appoggio)	
d(mm)	2355.29
bw (mm)	200
σ_{cp} (Mpa)	7.10
α_c	1.17
f'_{cd} (Mpa)	20.49
θ*(°)	8.843
θ(°)	21.80
A_{sw} (mm^2)	100
s (mm)	330
$V_{rc,d}$ (kN)	3514.60
$V_{rs,d}$ (kN)	602.25
V_{rd} (kN)	602.25
V_{ed} (kN)	485.84
V_{ed}/V_{rd}	0.81
$V_{ed} \leq V_{rd}$	*verifica*

Mezzeria	
d(mm)	2377.92
bw (mm)	200
σ_{cp} (Mpa)	7.10
α_c	1.17
f'_{cd} (Mpa)	20.49
θ*(°)	8.843
θ(°)	21.80
A_{sw} (mm^2)	100
s (mm)	330
$V_{rc,d}$ (kN)	3548.60
$V_{rs,d}$ (kN)	608.03
V_{rd} (kN)	608.03
V_{ed} (kN)	300.70
V_{ed}/V_{rd}	0.49
$V_{ed} \leq V_{rd}$	*verifica*

Per la costruzione esatta del grafico è stato calcolato il taglio sollecitante in corrispondenza della deviazione dei cavi e il taglio resistente a 8.81 m, che corrisponde all'inizio del tratto fessurato.

L=11.30 m (da appoggio)	
V_{ed} (kN)	766.58

L=8.81 m (da appoggio)	
V_{rd} (kN)	572.00

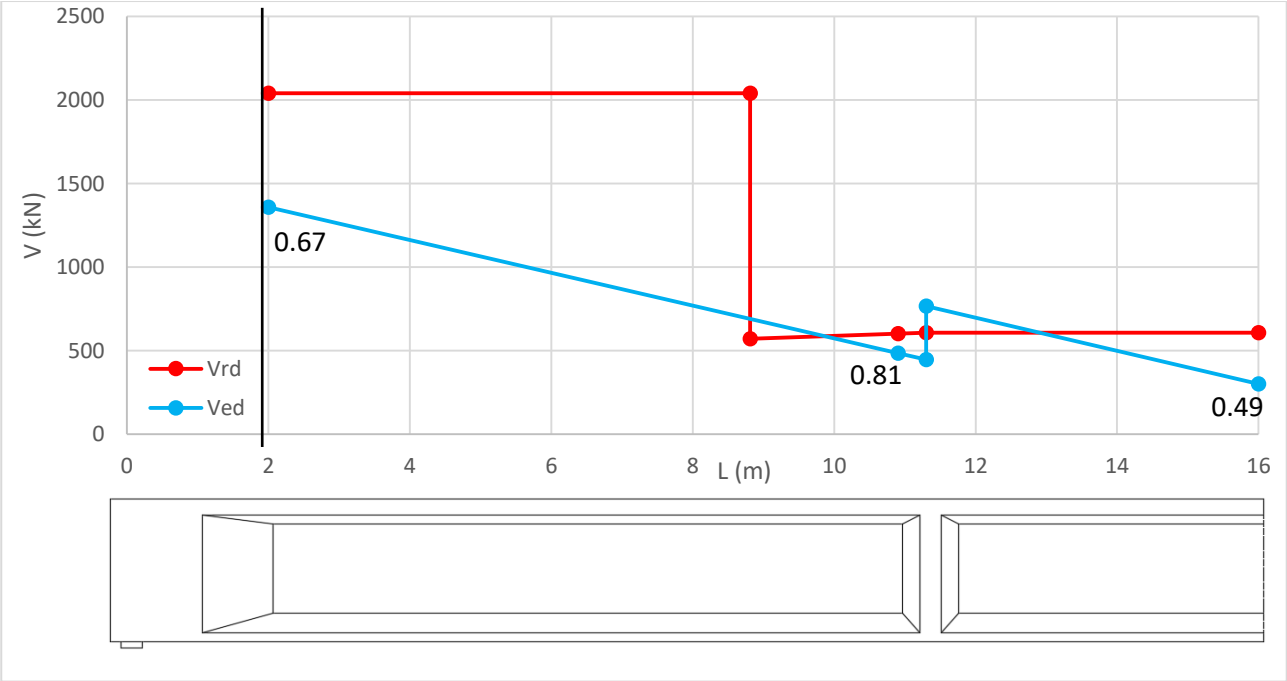


Grafico 4.13. *Taglio resistente per la condizione di Transitabilità dei mezzi pesanti L2.*

Dal grafico si nota che in condizione di Transitabilità dei mezzi pesanti considerando il Livello di controllo 2, si ottiene che la verifica è soddisfatta in quasi tutta la trave, tranne in due piccoli tratti in cui ancora la verifica non risulta soddisfatta.

Quindi poi è stata fatta la verifica di Transitabilità dei mezzi pesanti con Livello di controllo 1, per vedere la differenza che c'è con L2.

Transitabilità mezzi pesanti L1.

Tabella 4.27. *Definizione dei momenti di fessurazione, decompressione e tagli sollecitanti, per le sezioni di verifica.*

L=2.00 m (da appoggio)	
N (kN)	5734.36
f_{ctk} (Mpa)	2.60
f_{ctd} (Mpa)	2.60
e (mm)	446.50
A_{id} (mm^2)	812770
$W_{c,i\ tr}$ (cm^3)	444899.31
$W_{c,i\ tr+sol}$ (cm^3)	677048.70
M_G (kNm)	1630.91
M_p (kNm)	325.50
M_{cr} (kNm)	7628.13
M_q (kNm)	1885.09
$M_{cr} > M_q$	*non fessurata*

L=2.00 m (da appoggio)	
γ_{g1}	1.26
γ_{g2}	1.26
γ_q	1.60
V_{ed} (kN)	1827.04
V_{cavo} (kN)	323.97

L=10.90 m (da appoggio)	
N (kN)	5555.09
f_{ctk} (Mpa)	2.60
f_{ctd} (Mpa)	2.60
e (mm)	930.44
A_{id} (mm^2)	812770
$W_{c,i\ tr}$ (cm^3)	473542.23
$W_{c,i\ tr+sol}$ (cm^3)	705998.40
M_G (kNm)	6242.53
M_p (kNm)	1258.63
M_{cr} (kNm)	3803.41
M_q (kNm)	6644.44
$M_{cr} > M_q$	*fessurata*

L=10.90 m (da appoggio)	
M_G (kNm)	6242.53
M_p (kNm)	1258.63
M_{dec} (kNm)	1965.68
M_q (kNm)	5838.19
$M_{dec} > M_q$	*decompressa*

L=10.90 m (da appoggio)	
γ_{g1}	1.26
γ_{g2}	1.26
γ_q	1.60
V_{ed} (kN)	883.20
V_{cavo} (kN)	313.85

Mezzeria	
N (kN)	5548.40
f_{ctk} (Mpa)	2.60
f_{ctd} (Mpa)	2.60
e (mm)	917.53
A_{id} (mm^2)	840949.9
$W_{c,i\ tr}$ (cm^3)	519068.54
$W_{c,i\ tr+sol}$ (cm^3)	766528.82
M_G (kNm)	6920.97
M_p (kNm)	1397.32
M_{cr} (kNm)	2952.68
M_q (kNm)	7335.44
$M_{cr} > M_q$	*fessurata*

Mezzeria	
M_G (kNm)	6920.97
M_p (kNm)	1397.32
M_{dec} (kNm)	957.40
M_q (kNm)	4999.04
$M_{dec} > M_q$	*decompressa*

Mezzeria	
γ_{g1}	1.26
γ_{g2}	1.26
γ_q	1.60
V_{ed} (kN)	356.38
V_{cavo} (kN)	0.00

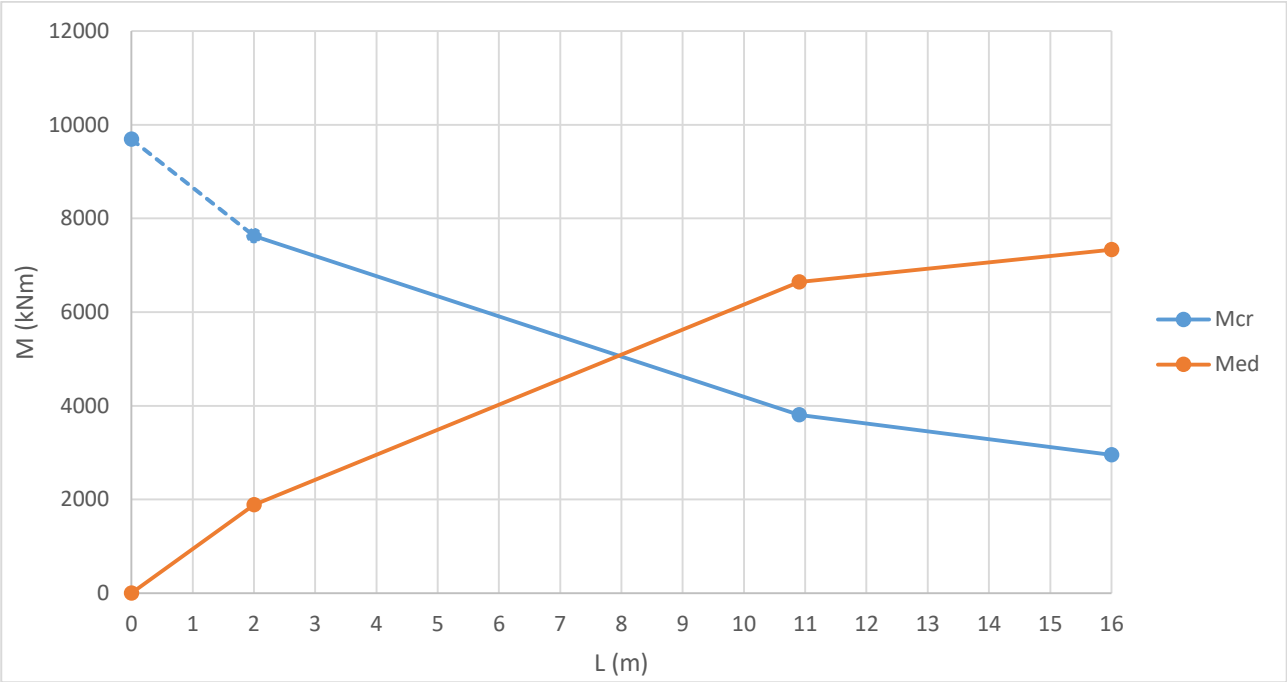


Grafico 4.14. *Momento di fessurazione.*

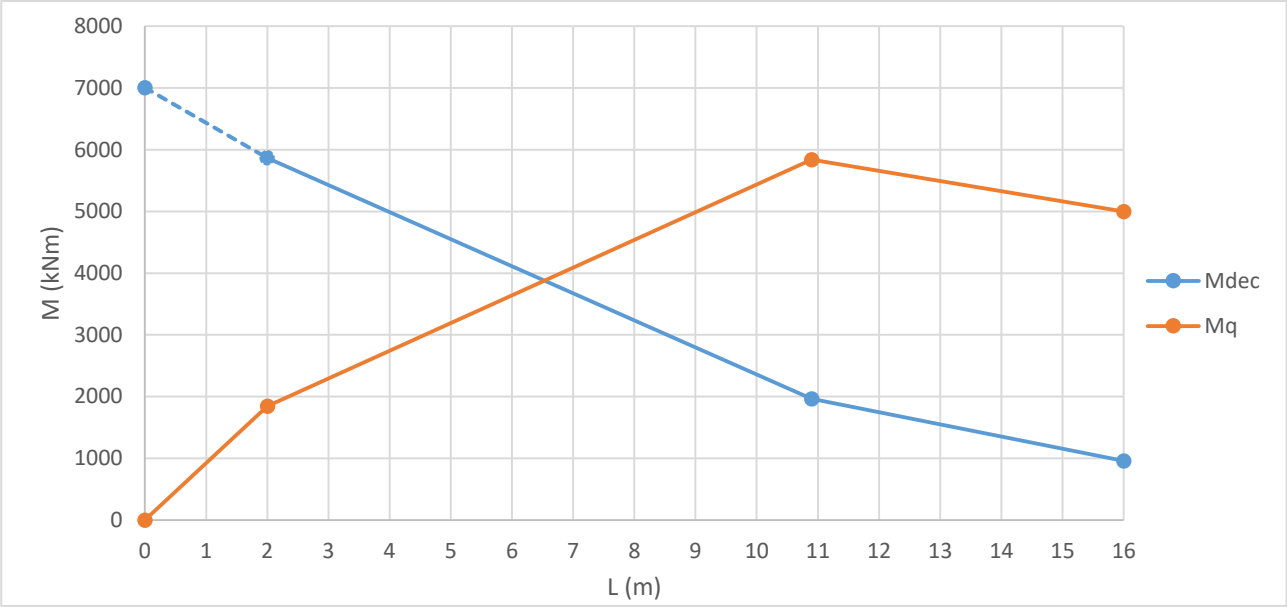


Grafico 4.15. *Momento di decompressione.*

In questo caso la fessurazione avviene a 7.90 m.

Tabella 4.28. *Verifiche a taglio, per le sezioni di verifica*

L=2.00 m (da appoggio)	
S (mm^3)	561340333.3
J (mm^4)	1125701802016.67
l_{pt2} (mm)	552.82
l_x (mm)	1747.18
α_l	1.00
bw (mm)	200
A_c (mm^2)	781000
σ_{cp} (Mpa)	7.33
V_{rd} (kN)	2039.48
V_{ed} (kN)	1503.06
V_{ed}/V_{rd}	0.74
$V_{ed} \leq V_{rd}$	*verifica*

L=10.90 m (da appoggio)	
d(mm)	2355.29
bw (mm)	200
σ_{cp} (Mpa)	7.10
α_c	1.17
f'_{cd} (Mpa)	20.49
θ*(°)	8.843
θ(°)	21.80
A_{sw} (mm^2)	100
s (mm)	330
$V_{rc,d}$ (kN)	3514.60
$V_{rs,d}$ (kN)	602.25
V_{rd} (kN)	602.25
V_{ed} (kN)	569.36
V_{ed}/V_{rd}	0.95
$V_{ed} \leq V_{rd}$	*verifica*

Mezzeria	
d(mm)	2377.92
bw (mm)	200
σ_{cp} (Mpa)	7.10
α_c	1.17
f'_{cd} (Mpa)	20.49
θ*(°)	8.843
θ(°)	21.80
A_{sw} (mm^2)	100
s (mm)	330
$V_{rc,d}$ (kN)	3548.60
$V_{rs,d}$ (kN)	608.03
V_{rd} (kN)	608.03
V_{ed} (kN)	356.38
V_{ed}/V_{rd}	0.59
$V_{ed} \leq V_{rd}$	*verifica*

Per la costruzione esatta del grafico è stato calcolato il taglio sollecitante in corrispondenza della deviazione dei cavi e il taglio resistente a 7.90 m, che corrisponde all'inizio del tratto fessurato.

L=11.30 m (da appoggio)	
V_{ed} (kN)	853.31

L=7.90 m (da appoggio)	
V_{rd} (kN)	558.96

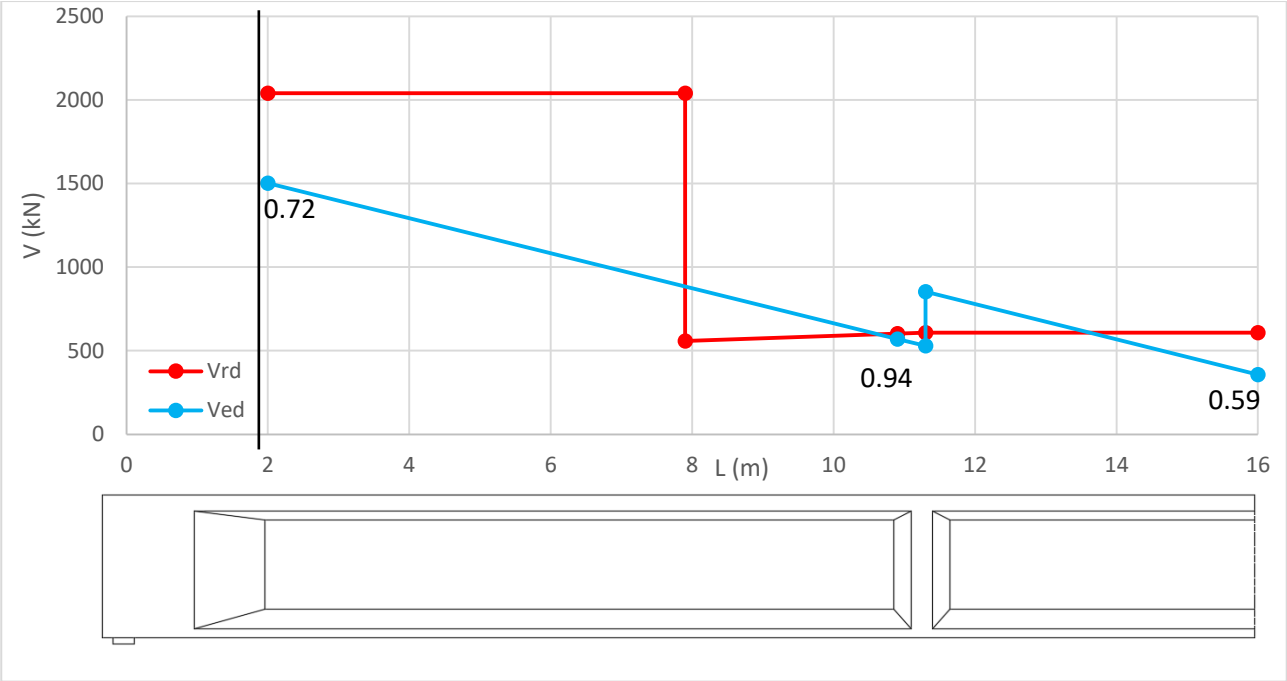


Grafico 4.16. *Taglio resistente per la condizione di Transitabilità dei mezzi pesanti L1.*

Anche in questo caso si hanno dei tratti che non verificano, però rispetto ad un Livello di controllo 2 questi tratti sono più lunghi e comunque c'è una differenza di circa il 12 % tra i tagli dei due livelli di controllo considerati, quindi risulta rilevante la scelta di questi livelli.

Quindi, come si può notare da questi risultati, la trave risulta vulnerabile a taglio. Infatti anche considerando la fessurazione e la decompressione, e quindi facendo una verifica molto dettagliata, non si riesce ad ottenere verificata tutta la trave neanche per la transitabilità dei mezzi pesanti. Questo perché nel progetto originario la verifica era stata fatta in termini di tensioni principali ed era stata disposta un'armatura minima. Nel caso si volesse fare una verifica cautelativa che non tenesse in conto di tutte queste ipotesi, la verifica non risulterebbe soddisfatta su tutta la trave.

4.10.3. Verifica armature longitudinali in appoggio.

Si deve verificare che le armature longitudinali in appoggio siano in grado di assorbire lo sforzo di taglio. Le armature che sono state considerate sono le seguenti: 7Φ16, 7Φ8, 1Φ14 e 5 staffe Φ14 disposte a 45° vicino all'appoggio.

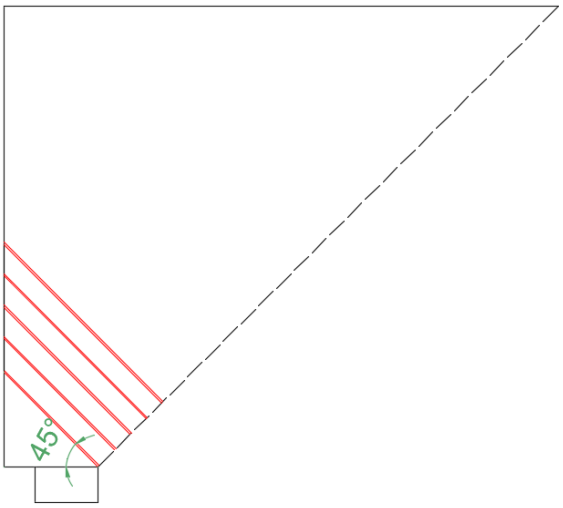


Figura 4.23. *Staffe considerate nella verifica.*

Per prima cosa è stato verificato che i ferri longitudinali siano adeguatamente ancorati.
La lunghezza di ancoraggio di progetto è stata calcolata con la formula fornita dalla norma UNI 1992-1-1:

$$l_{bd} = \alpha_1\, \alpha_2\, \alpha_3\, \alpha_4\, \alpha_5\, l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$$

dove:

- α_1: tiene conto dell'effetto della forma delle barre;
- α_2: tiene conto dell'effetto del ricoprimento minimo del calcestruzzo;
- α_3: tiene conto dell'effetto del confinamento dovuto all'armatura trasversale;
- α_4: tiene conto dell'influenza di una o più barre trasversali saldate ($\varphi_t > 0{,}6\varphi$) lungo la lunghezza di ancoraggio di progetto l_{bd};
- α_5: tiene conto dell'effetto della pressione trasversale al piano di spacco lungo la lunghezza di ancoraggio di progetto;
- $l_{b,min}$: è la lunghezza di ancoraggio minima se non sussistono altre limitazioni:
    - per ancoraggi in trazione: $l_{b,min} > \max\{0{,}3 l_{b,rqd};\ 10\varphi;\ 100\text{ mm}\}$
    - per ancoraggi in compressione: $l_{b,min} > \max\{0{,}6 l_{b,rqd};\ 10\varphi;\ 100\text{ mm}\}$;

- $l_{b,rqd} = (\varphi / 4)\,(\sigma_{sd} / f_{bd})$.
    - $f_{bd} = 2{,}25\, \eta_1\, \eta_2\, f_{ctd}$;
    - η_1: è in funzione dell'aderenza delle barre (η_1=0.7);
    - η_2: è in funzione del diametro delle barre (η_2=1);
    - f_{ctd}: è la resistenza a trazione di progetto del calcestruzzo;
    - σ_{sd}: è la tensione delle barre in base alla posizione dell'ancoraggio.

Inoltre le NTC2018 definiscono che per le barre senza uncini di ancoraggio, la lunghezza di ancoraggio deve essere non inferiore di 20 diametri e non inferiore a 150mm.

Tabella 4.29. *Lunghezze di ancoraggio.*

Barre Φ16	
f_{yk} (N/mm^2)	375
f_{ck} (N/mm^2)	43.64
f_{ctd} (N/mm^2)	2.48
f_{yd} (N/mm^2)	375.00
f_{cd} (N/mm^2)	34.43
Φ (mm)	16

f_{bd} (N/mm^2)	3.91
η_1	0.7
η_2	1
σ_{sd} (N/mm^2)	375.00
$L_{b,rqd}$ (mm)	384
α_1	1
α_2	1
α_3	1
α_4	0.70
α_5	1
L_{bd} (mm)	269
$L_{bd,min}$ (mm)	160
L_{bd} (mm)	269

Barre Φ14	
f_{yk} (N/mm^2)	375
f_{ck} (N/mm^2)	43.64
f_{ctd} (N/mm^2)	2.48
f_{yd} (N/mm^2)	375.00
f_{cd} (N/mm^2)	34.43
Φ (mm)	14

f_{bd} (N/mm^2)	3.91
η_1	0.7
η_2	1
σ_{sd} (N/mm^2)	375.00
$L_{b,rqd}$ (mm)	336
α_1	1
α_2	1
α_3	1
α_4	0.70
α_5	1
L_{bd} (mm)	235
$L_{bd,min}$ (mm)	140
$L_{bd,minNTC}$ (mm)	280
L_{bd} (mm)	280

Barre Φ8	
f_{yk} (N/mm^2)	375
f_{ck} (N/mm^2)	43.64
f_{ctd} (N/mm^2)	2.48
f_{yd} (N/mm^2)	375.00
f_{cd} (N/mm^2)	34.43
Φ (mm)	8

f_{bd} (N/mm^2)	3.91
η_1	0.7
η_2	1
σ_{sd} (N/mm^2)	375.00
$L_{b,rqd}$ (mm)	192
α_1	1
α_2	1
α_3	1
α_4	0.70
α_5	1
L_{bd} (mm)	134
$L_{bd,min}$ (mm)	100
$L_{bd,minNTC}$ (mm)	160
L_{bd} (mm)	160

Mentre i ferri Φ16 e Φ8 risultano ancorati, il ferro Φ14 essendo uno spezzone di 130 cm non viene considerato. Quindi considerando 7Φ16, 7Φ8 e la componente orizzontale delle 5 staffe risulta:

Tabella 4.30. *Verifica considerando solo le armature lente.*

	Φ16	Φ14	Φ8
n°	7	10	7
A_s (mm^2)	201	154	50
θ(°)		45	
T_{rd} (kN)	528	408.35	131.25
$T_{rd,tot}$ (kN)	1067.23		
V_{ed} (kN)	2515.68		
$V_{ed} \leq T_{rd,tot}$	*non verifica*		

Quindi la verifica non risulta soddisfatta.

Per poter far ritornare questa verifica si è pensato di tenere in considerazione anche i trefoli orizzontali. È stata calcolata la lunghezza di trasferimento della precompressione tramite la formula della norma UNI 1992-1-1 al Cap. 8.10.2.2:

$$f_{bpt} = \eta_{p1}\eta_1 f_{ctd}(t)$$

Dove:

- η_{p1}=3.2 per cavo a 7 fili;
- η_1=1 per buone condizioni di aderenza;
- f_{ctd}(t): resistenza a trazione di progetto del calcestruzzo a tempo del rilascio dei cavi (t=14gg).

La lunghezza di trasmissione di base è stata ricavata dalla seguente formula:

$$l_{pt} = \alpha_1\alpha_2\varphi\sigma_{pm0}/f_{bpt}$$

Dove:

- α1=1.25 per rilascio immediato;
- α2= 0.19 per cavo a 7 fili;
- φ: diametro del cavo;
- σ_{pm0}: tensione sul cavo appena dopo il rilascio.

La lunghezza di trasmissione di progetto risulta l_{pt2}=1.2*l_{pt}.

La forza di adesione per l'ancoraggio allo stato limite ultimo è:

$$f_{bpd} = \eta_{p2}\eta_1 f_{ctd}$$

Dove:

- η_{p2}=1.2 per cavo a 7 fili.

È stata definita la lunghezza di ancoraggio:

$$l_{bpd} = l_{pt2} + \alpha_2\varphi(\sigma_{pd} - \sigma_{pm\infty})/f_{bpd}$$

Dove:

- $\sigma_{pm\infty}$: è la tensione nel cavo depurata di tutte le perdite.

Quindi conoscendo la tensione sul cavo nella zona di ancoraggio, rappresentato in figura (fig. 4.24), è stata ricavata la tensione che si è sviluppata nel cavo a una distanza pari a 50 cm. La distanza è stata considerata dalla testata della trave a una linea inclinata a 45° ed è stata presa in considerazione la più piccola perché più gravosa. Il numero di cavi considerato è pari ai cavi rettilinei.

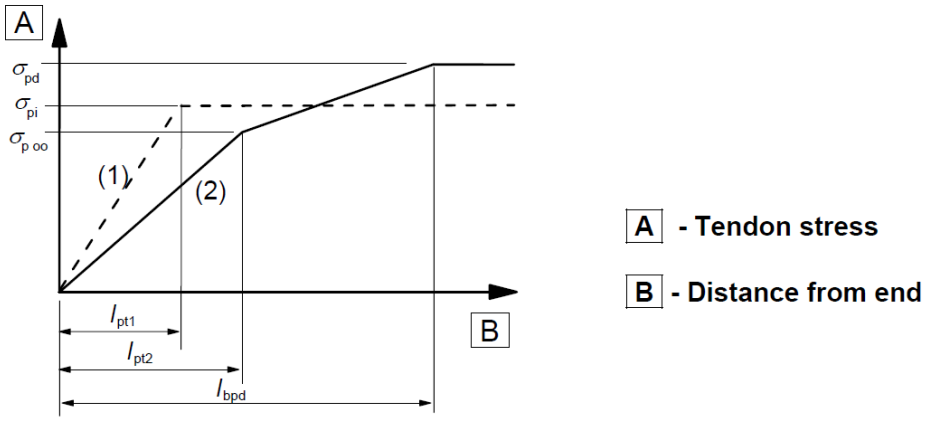


Figure 8.17: Stresses in the anchorage zone of pre-tensioned members: (1) at release of tendons, (2) at ultimate limit state

Figura 4.24. *Tensione sul cavo nella zona di ancoraggio.*

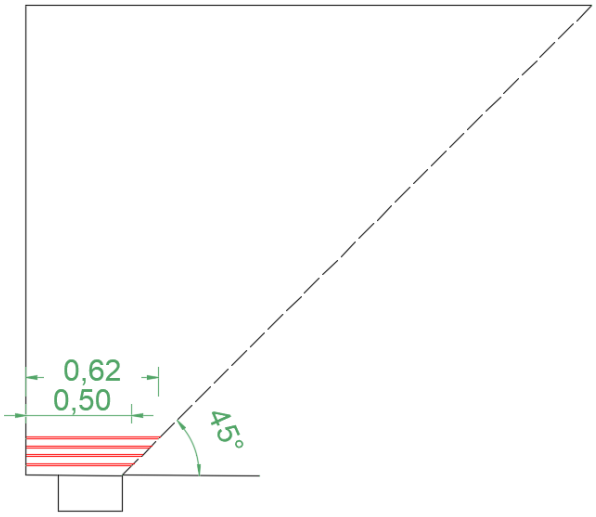


Figura 4.25. *Distanza dei cavi per determinare la tensione.*

Tabella 4.31. *Verifica considerando i cavi e le armature lente.*

η_1	1
η_{p1}	3.2
$f_{ctd}(t)$(Mpa)	2.28
f_{bpt} (Mpa)	7.30

η_1	1
η_{p2}	1.2
f_{ctd} (Mpa)	2.48
f_{bpd} (Mpa)	2.97

α_1	1.25
α_2	0.19
Φ (mm)	10.90
σ_{pm0} (N/mm^2)	1298.37
l_{pt} (mm)	460.68
l_{pt2} (mm)	552.82

$\sigma_{pm\infty}$ (N/mm^2)	1127.2
σ_{pd} (N/mm^2)	1412.16
l_{bpd} (mm)	751.22

A_p (mm^2)	92.9
f_y (a 50 cm)(Mpa)	1019.5
n°	34
T_{rd} (kN)	3220.19
$T_{rd,tot}$ (kN)	4287.42
$V_{ed} \leq T_{rd,tot}$	*verifica*

Considerando i trefoli la verifica risulta ampiamente soddisfatta.

Quindi la verifica effettuata tenendo in considerazione solamente i ferri, non risulta soddisfatta di molto. È bene sottolineare che, considerare i cavi di precompressione, è un'assunzione che è stata fatta in questo caso, ma che non è riportato in nessuna normativa, quindi ricade nella responsabilità del progettista.

4.11. Verifica traversi.

La verifica dei traversi è stata effettuata considerando lo stessa disposizione dei carichi mobili utilizzata per la verifica della trave.

È stato calcolato il momento resistente sia manualmente e sia tramite VCAslu. Le caratteristiche del traverso sono riportate precedentemente. La verifica è stata fatta considerando le massime sollecitazioni.

Tabella 4.32. *Calcolo momento resistente.*

f_{cd} (Mpa)	34.44
f_{pyd} (Mpa)	1412.16
f_{yd} (Mpa)	375.00
A_p (mm^2)	371.60
b (mm)	200
h (mm)	1800
d (mm)	1200
d' (mm)	600

Momento	
γ_{g1}	1.35
γ_{g2}	1.35
γ_q	1.35
M_{ed} (kNm)	565.29

y (mm)	190.53
M_{rd} (kNm)	864.58
M_{ed} /M_{rd}	0.65
$M_{rd} \geq M_{ed}$	*verifica*

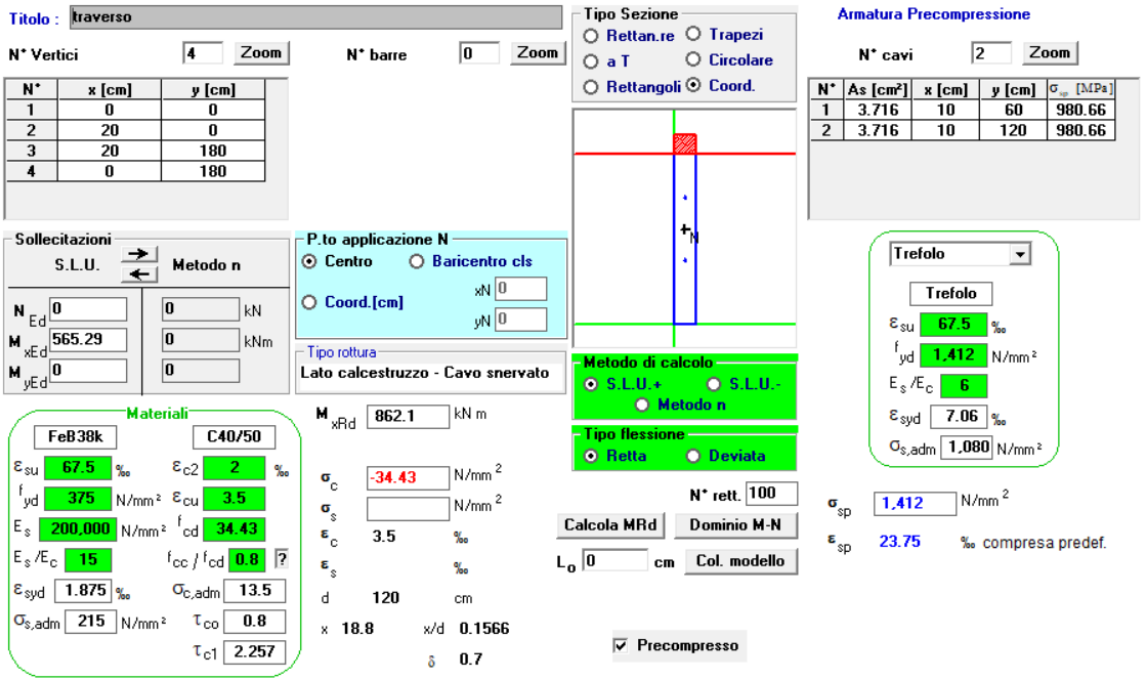


Figura 4.26. *Momento resiste calcolato tramite VCASLU.*

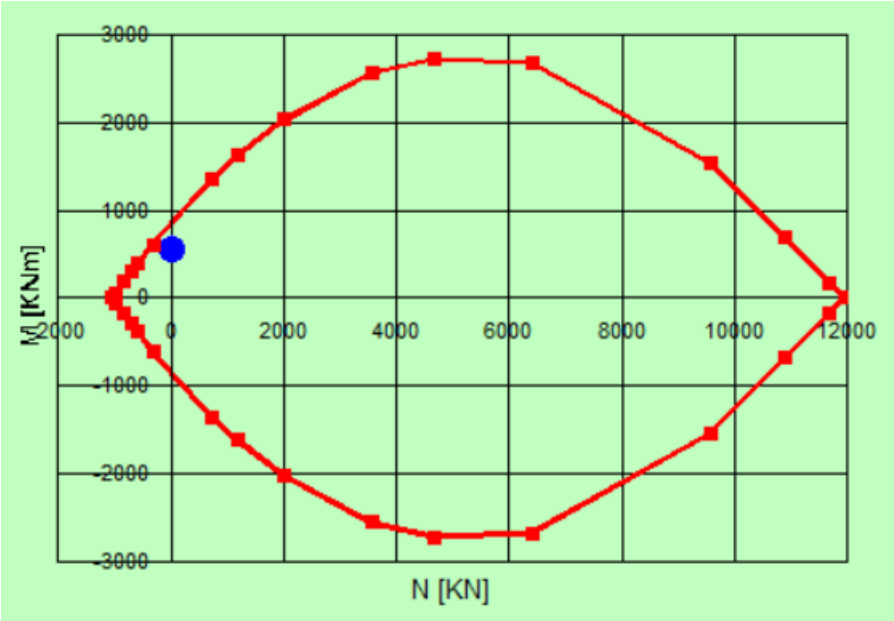


Figura 4.27. *Dominio resistente.*

Visto che i traversi sono armati con staffe Φ8/24", la resistenza a taglio è stata calcolata applicando il metodo a teta variabile, le cui formule sono state precedentemente esposte.

Tabella 4.33. *Verifica a taglio.*

θ* (°)	12.00
$\theta_{eff.}$ (°)	21.80
α_c	1.06
ν	0.5
V_{Rcd} (kN)	**1357.42**
A_{sw} (mm^2)	100
s (mm)	240
V_{Rsd} (kN)	**421.91**
V_{Rd} (kN)	**421.91**
V_{Ed} (kN)	**367.36**
$V_{ed} \leq V_{rd}$	*verifica*

Le verifiche a taglio e momento flettente risultano soddisfatte in condizione di Completa Adeguatezza.

Inoltre essendo dei traversi che non hanno un'armatura longitudinale continua è stata fatta la verifica per attrito tramite la formula fornita dalla norma UNI1991-1-1 Cap. 6.2.5.

$$v_{Edi} = \frac{\beta \cdot V_{ed}}{d \cdot b_i}$$

Dove:

- V_{ed}: è la forza di taglio;
- β=1;

- d: altezza utile;
- b_i: larghezza dell'interfaccia.

Il valore resistente:

$$v_{rdi} = cf_{ctd} + \mu\sigma_n + \rho f_{yd}(\mu sen\alpha + cos\alpha) \leq 0.5\nu f_{cd}$$

Dove:

- c = 0.35 e μ=0.6 per superficie liscia;
- σ_n: sollecitazione per unità di area causata dalla forza normale esterna minima che può agire contemporaneamente al taglio;
- $\rho=A_s/A_i$:A_s area del rinforzo che attraversa l'interfaccia; A_i area di giunzione;
- $45° \leq \alpha \leq 90°$;
- $\nu = 0.5$: fattore di riduzione.

Si deve verificare che $v_{Rdi} \geq v_{Edi}$.

Tabella 4.34. *Verifica per attrito.*

Attrito	
d (mm)	1200
bi (mm)	200
β	1
v_{Edi} (Mpa)	1.53
c	0.35
μ	0.6
f_{ctd} (Mpa)	2.48
σ_n (MPa)	2
ρ	0.002064
α	90
ν	0.50
v_{Rdi} (Mpa)	3.82
$v_{Edi} \leq v_{Rdi}$	*verifica*

La verifica risulta soddisfatta.

4.12. Verifica della soletta.

4.12.1. Modello di calcolo.

La soletta è stata divisa in conci a sezione variabile e modellata come un graticcio piano di travi:

- Travi trasversali di massa nulla e lunghezza variabile con sezione di larghezza pari a 60 cm e altezza pari allo spessore medio della soletta;
- Travi longitudinali di lunghezza pari a 60 cm e sezione di larghezza e altezza variabili funzione dei singoli conci in cui è stata suddivisa la soletta.

La spaziatura trasversale dipende dalla geometria dell'impalcato e deve essere calibrata in modo che vi siano dei nodi in corrispondenza degli appoggi e dei vari carichi da applicare. La spaziatura longitudinale, invece, è stata posta costante pari a 60 cm in modo che vi siano dei nodi in corrispondenza dei carichi tandem da applicare.

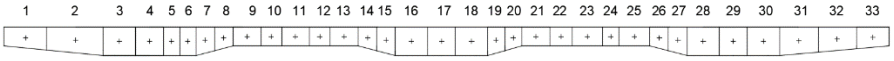


Figura 4.28. *Suddivisione in conci della soletta.*

È stato fatto un modello considerando un tratto di soletta pari a circa 5 m, modellata in questo modo:

- La presenza delle travi principali è stato simulato applicando degli appoggi in corrispondenza del loro asse.
- In corrispondenza di entrambe le estremità della soletta sono stati applicati dei pattini con scorrimento verticale libero per simulare la continuità con la soletta che prosegue.

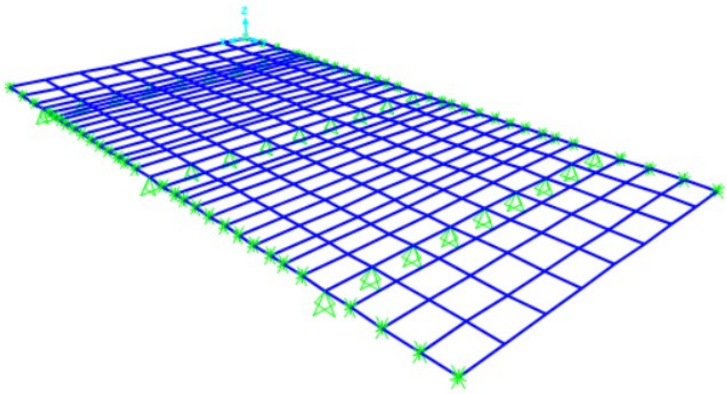
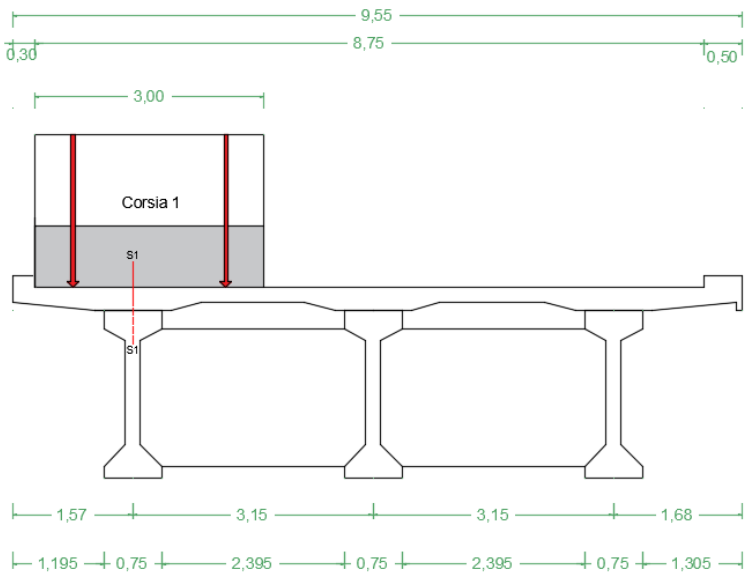


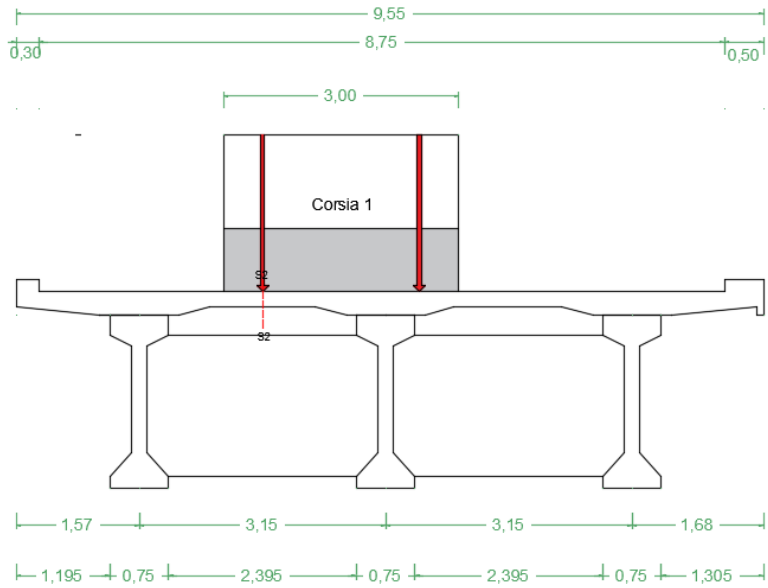
Figura 4.29. *Modello.*

4.12.2. Azioni.

I carichi agenti sono:

- Peso proprio della soletta, il quale viene considerato in automatico dal software di calcolo;
- Carichi permanenti portati: cordolo e pavimentazione, applicati come distribuiti sulle travi longitudinali interessate dal carico;
- Carichi mobili: è stato utilizzato lo schema 1 perché risulta il più gravoso. Sono stati considerati 3 differenti configurazioni di carico, al fine di massimizzare le sollecitazioni sulla soletta nelle sezioni di verifica. I carichi distribuiti sono stati applicati lungo tutto lo sviluppo delle aste longitudinali interessate, mentre i carichi tandem sono stati applicati ai nodi delle sezioni centrali.





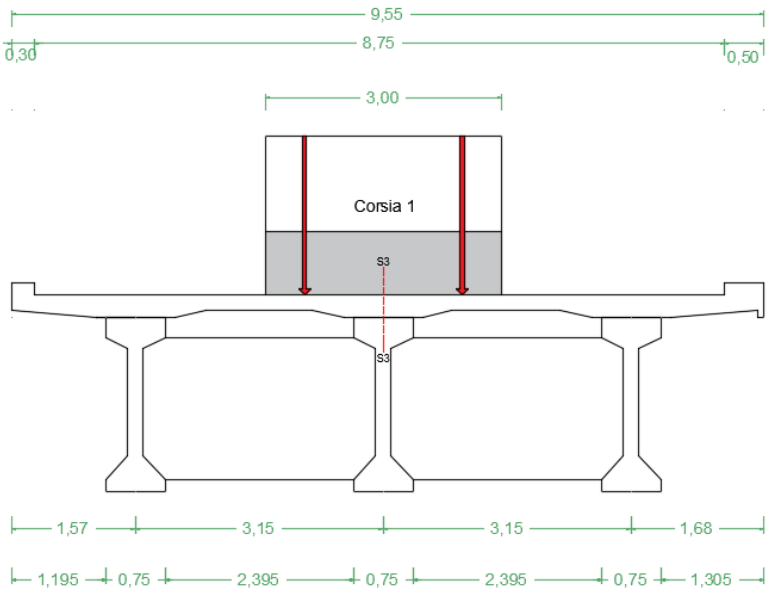


Figura 4.30. *Configurazioni di carico.*

Per ogni configurazione è stata applicata la combinazione di carico allo SLU:

$$1.35g_1 + 1.35g_2 + 1.35q_1$$

Dato che l'interasse longitudinale tra i carichi tandem è pari a 1.20m, per tener conto della diffusione dei carichi nel piano sono state considerate le sollecitazioni medie su 5 sezioni trasversali a cavallo delle travi in cui sono applicati i carichi tandem.

4.12.3. Sollecitazioni.

Ai fini del calcolo sono stati considerati i conci più sollecitati, prendendo poi il massimo, per il momento positivo, invece per il momento negativo il valore massimo, cioè in appoggio.
Le sollecitazioni sono riferite a 60 cm di larghezza.

Tabella 4.35. *Sollecitazioni su 60 cm di larghezza.*

MOMENTO MEZZERIA S2										
	concio 9		concio 10		concio 11		concio 12		concio 13	
sezione trasversale	M_{Ed} (kNm)	V_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kNm)	V_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kNm)	V_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kNm)	V_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kNm)	V_{Ed} (kN)
1	12.65	23.62	17.54	18.72	20.10	8.16	17.07	22.83	10.84	29.36
2	16.18	58.03	28.73	77.72	47.62	77.72	27.42	83.92	13.37	64.64
3	20.76	41.49	34.43	33.34	34.43	22.41	28.74	41.20	17.41	53.18
4	16.18	58.03	28.73	77.72	47.62	77.72	27.42	83.92	13.37	64.64
5	12.65	23.62	17.54	18.72	20.10	8.16	17.07	22.83	10.84	29.36
MEDIA	15.68	40.96	25.39	45.24	33.97	38.83	23.54	50.94	13.17	48.24

MOMENTO MASSIMO NEGATIVO S1		
sezione trasversale	M_{Ed} (kNm)	V_{Ed} (kN)
1	-32.61	53.09
2	-53.68	97.66
3	-57.59	105.97
4	-53.68	97.66
5	-32.61	53.09
MEDIA	-46.03	81.49

MOMENTO MASSIMO NEGATIVO S3		
sezione trasversale	M_{Ed} (kNm)	V_{Ed} (kN)
1	-30.58	54.22
2	-49.30	87.28
3	-53.13	99.34
4	-49.30	87.28
5	-30.58	54.22
MEDIA	-42.58	76.47

SOLLECITAZIONI	
$M_{Ed+\ (mezzeria)}$ (kNm)	**33.97**
$M_{Ed-\ (S1)}$ (kNm)	**-46.03**
$M_{Ed-\ (S3)}$ (kNm)	**-42.58**
$V_{Ed,mezzeria}$ (kN)	**50.94**
$V_{Ed,S1}$ (kN)	**81.49**
$V_{Ed,S3}$ (kN)	**76.47**

Dato che queste sollecitazioni sono riferite a 60 cm di larghezza, sono state riportate ad un metro di larghezza, visto che la verifica verrà fatta su una striscia di un metro.

Tabella 4.36. *Sollecitazioni su 1.00 m di larghezza.*

SOLLECITAZIONI	
$M_{Ed+\ (mezzeria)}$ (kNm)	**56.62**
$M_{Ed-\ (S1)}$ (kNm)	**-76.72**
$M_{Ed-\ (S3)}$ (kNm)	**-70.96**
$V_{Ed,mezzeria}$ (kN)	**84.90**
$V_{Ed,S1}$ (kN)	**135.82**
$V_{Ed,S3}$ (kN)	**127.45**

4.12.4. Verifica a flessione delle armature trasversali.

In ogni sezione deve risultare che il momento sollecitante sia minore o uguale di quello resistente:

$$M_{rd} \geq M_{ed}$$

Le verifiche sono state effettuate su un tratto di larghezza 1.00 m. Si è calcolato il momento resistente sia manualmente, sia con VCA.

Tabella 4.37. *Verifiche a flessione sulle sezioni di verifica.*

GEOMETRIA E MATERIALI	
f_{yd} (MPa)	375.00
f_{cd} (MPa)	28.01
b (mm)	1000
$h_{mezzeria}$ (mm)	200
$h_{appoggio}$ (mm)	300
d' (mm)	25
$d_{mezzeria}$ (mm)	175
$d_{appoggio}$ (mm)	275

MEZZERIA S2		
As (mm^2/m)	914.20	**4Φ12+3Φ14**
y (mm)	15.30	
M_{Rd} (kNm)	57.90	
M_{Ed}/M_{Rd}	**0.98**	
$M_{Ed} \leq M_{Rd}$	*verifica*	

S1		
As (mm^2/m)	904.77	**8Φ12**
y (mm)	15.14	
M_{Rd} (kNm)	91.25	
M_{Ed}/M_{Rd}	**0.84**	
$M_{Ed} \leq M_{Rd}$	*verifica*	

S3		
As (mm^2/m)	791.68	**7Φ12**
y (mm)	13.25	
M_{Rd} (kNm)	80.07	
M_{Ed}/M_{Rd}	**0.89**	
$M_{Ed} \leq M_{Rd}$	*verifica*	

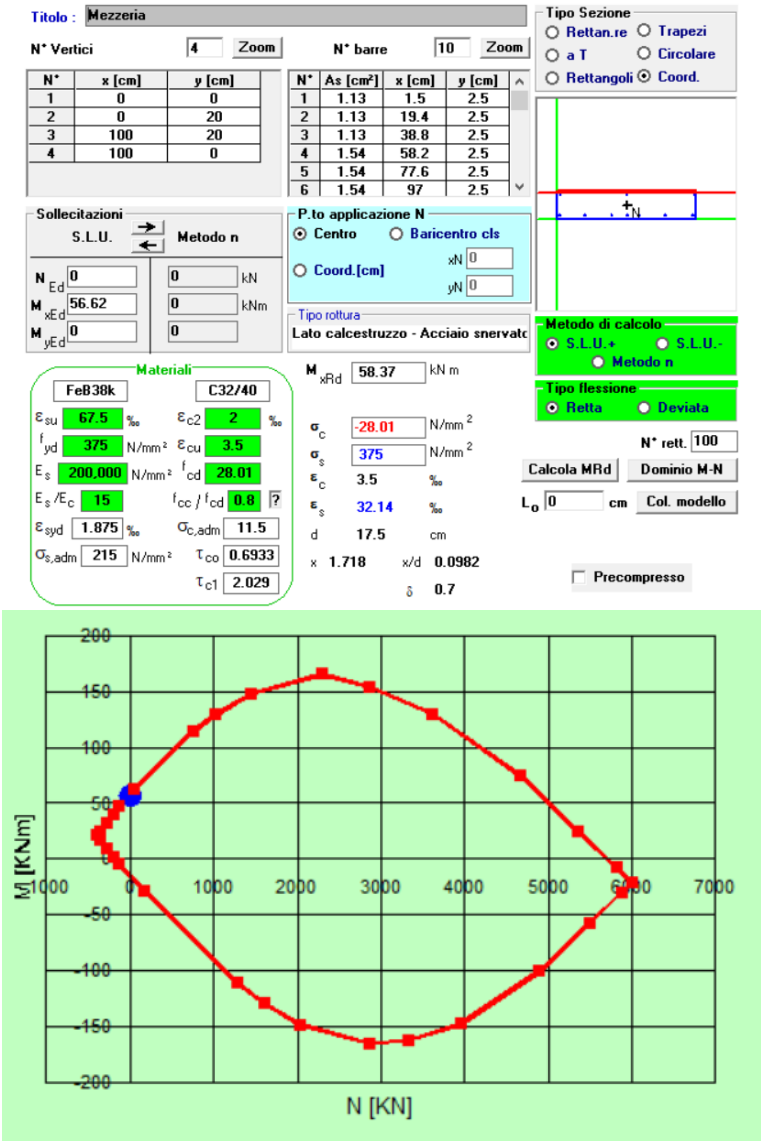


Figura 4.31. *Calcolo momento resistente con VCASLU e dominio di resistenza, per la sezione di mezzeria S2.*

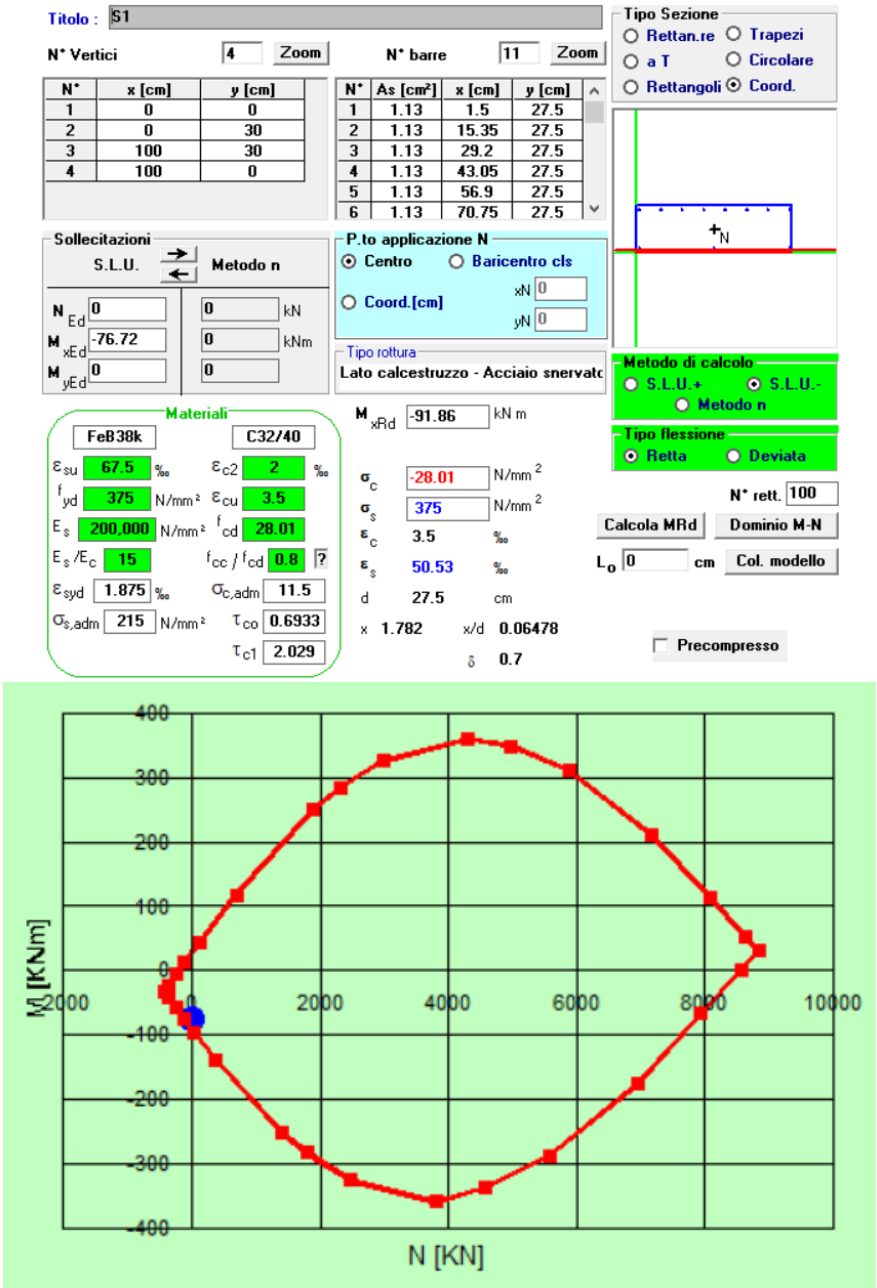


Figura 4.32. *Calcolo momento resistente con VCASLU e dominio di resistenza, per la sezione S1.*

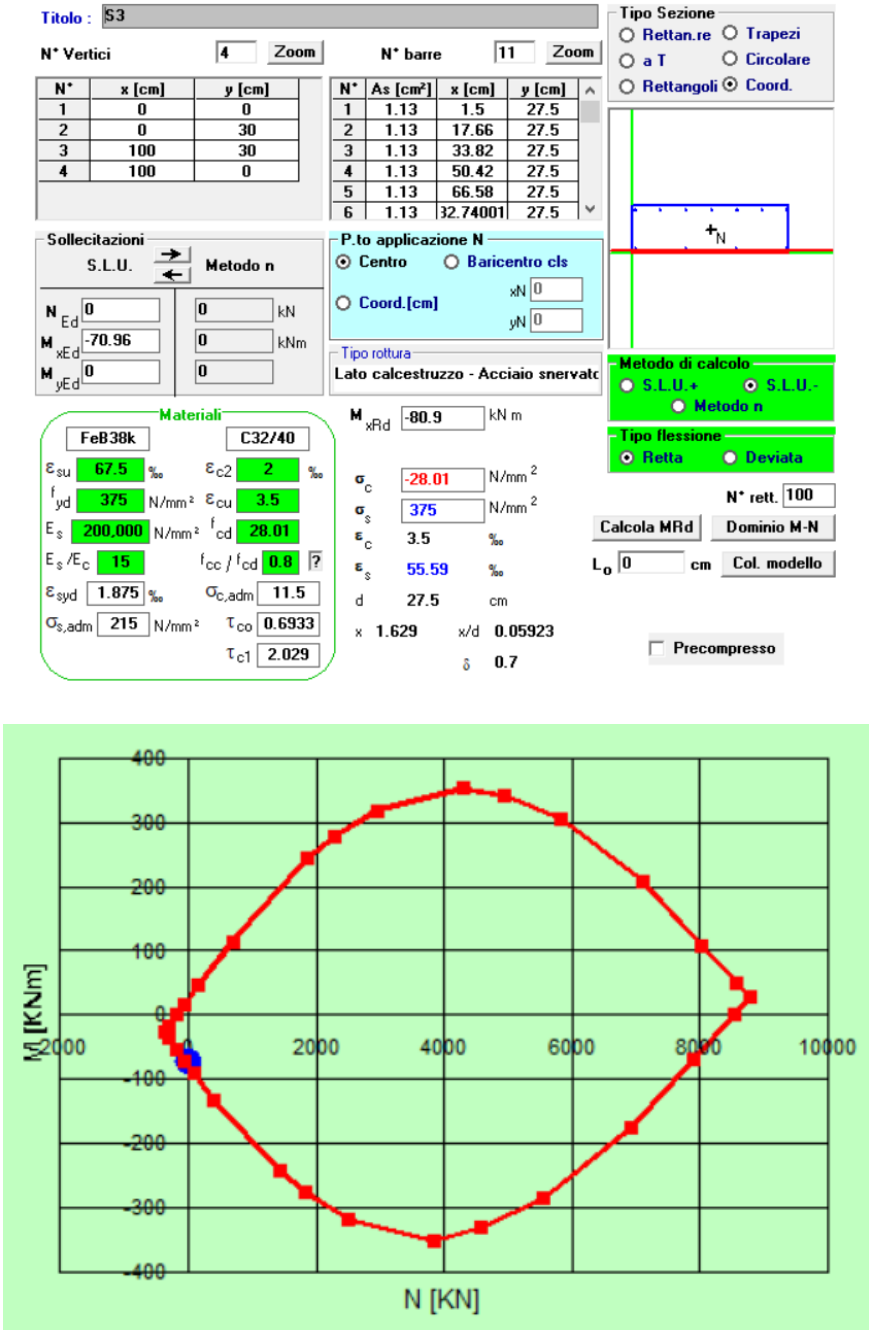


Figura 4.33. *Calcolo momento resistente con VCASLU e dominio di resistenza, per la sezione S3.*

4.12.5. Verifica a taglio.

È stata eseguita la verifica a taglio tramite la formulazione per gli elementi privi di armatura trasversale, controllando che risulti $V_{Ed} \leq V_{Rd}$.

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

Dove:

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$;
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$: rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa (≤0.02);
- γ_c=1.50: coefficiente di sicurezza sul materiale;
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c}$: è la tensione media di compressione nella sezione (≤0.2 f_{cd});
- b_w : larghezza minima della sezione;
- *d:* altezza utile della sezione;
- $v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$

Tabella 4.38. *Verifiche a taglio sulle sezioni di verifica.*

Mezzeria S2	
k	2.00
v_{min}	0.58
ρ_1	0.00522
σ_{cp} (MPa)	0
γ_c	1.5
V_{Rd} (kN)	**109.60**
V_{Ed}/V_{Rd}	**0.77**
$V_{Ed} \leq V_{Rd}$	*verifica*

S1	
k	1.85
v_{min}	0.51
ρ_1	0.00329
σ_{cp} (MPa)	0
γ_c	1.5
V_{Rd} (kN)	**141.58**
V_{Ed}/V_{Rd}	**0.96**
$V_{Ed} \leq V_{Rd}$	*verifica*

S3	
k	1.85
v_{min}	0.51
ρ_1	0.00288
σ_{cp} (MPa)	0
γ_c	1.5
V_{Rd} (kN)	**141.58**
V_{Ed}/V_{Rd}	**0.90**
$V_{Ed} \leq V_{Rd}$	*verifica*

Sia le verifiche a taglio che le verifiche delle azioni flettenti risultano soddisfatte, in Completa Adeguatezza, anche se in alcune sezioni si è al limite. Le verifiche risultano soddisfatte anche perché nel progetto originale per il calcolo delle sollecitazioni erano stati presi in considerazione dei valori cautelativi, rispetto alle sollecitazioni definite dallo schema teorico di elemento continuo.

Conclusione

Dallo studio condotto nella prima parte della tesi e finalizzato alla valutazione delle differenze dei carichi mobili (e delle sollecitazioni da essi indotti) definiti delle normative italiane sui ponti dal 1933 fino ad oggi, emerge che tali differenze sono significative se si prendono come riferimento le sollecitazioni relative alla Norma Tecnica attuale (NTC 2018). In particolare, nel caso considerato della singola corsia, le differenze maggiori (oltre il 50%) si ottengono per la norma del 1945. Considerando invece, l'impalcato di 12,00 m, le differenze maggiori si ottengono soprattutto per i ponti progettati secondo la Normale del 1933 e la Circolare del 1945, per tutti e tre gli schemi statici analizzati (trave appoggiata, trave continua e trave Gerber). Quindi bisogna prestare particolare attenzione ai ponti costruiti in quest'epoca, anche perché come descritto inizialmente, buona parte dei ponti sono di quel periodo. Inoltre risulta che le norme del 1962 e 1980 hanno un andamento molto simile, e si ottengono delle sollecitazioni inferiori ai valori della norma attuale, ma che per luci importanti si avvicinano ad essi. Invece le norme del 1990 e del 2005 forniscono sollecitazioni molto simili a quelle attuali e quindi il patrimonio infrastrutturale costruito in quegli anni non dovrebbe destare particolare preoccupazione. Si può affermare inoltre che per tutti e tre gli schemi statici l'andamento può essere considerato simile, tranne per il momento in appoggio della trave continua, in cui risulta che per la norma del 1962 si ottengono momenti maggiori degli attuali, e per le luci più lunghe, applicando i carichi del 1945, vengono raggiunti i valori della norma attuale.

Considerando, i carichi delle Linee Guida, nel caso della singola corsia risulta che le sollecitazioni dei "mezzi pesanti" sono superiori solamente a quelle ottenute con la norma del 1945. Invece per l'impalcato di 12,00 m, nel caso in cui vengono considerati i coefficienti dinamici e la folla, si ottengono delle sollecitazioni addirittura superiori alla norma attuale. Al contrario non considerandoli, per i "mezzi pesanti" si hanno delle sollecitazioni ridotte che però aumentano all'aumentare della luce. Si ottiene quindi che i ponti, di luce inferiore, costruiti dal 1962 possono essere considerati transitabili dai "mezzi pesanti" e quindi da tutti gli altri, mentre per le luci più grandi è difficile garantire la transitabilità dei "mezzi pesanti" per i ponti costruiti secondo le norme del 1962 e 1980. Invece, quasi sicuramente, non sarà garantita la transitabilità dei "mezzi pesanti" per i ponti progettati con le norme del 1933 e 1945. È molto importante sottolineare che in questo studio è stato considerato solo l'impalcato di larghezza di 12,00 m e quindi sarebbe importante fare uno studio prendendo in considerazione diverse larghezze. Inoltre non è stata considerata la ripartizione trasversale dei carichi che potrebbe giocare un ruolo importante.

Nella seconda parte della tesi è stato analizzato un caso studio di un ponte reale, progettato nel 1969, costituito da tre travi a doppio T in c.a.p., collegate da quattro traversi anch'essi precompressi. Lo

schema statico è di trave appoggiata di luce 32.00 m e l'impalcato è largo 9.55 m. Effettuando le verifiche degli elementi che compongono l'impalcato è risultato che per un ponte progettato secondo la norma del 1962, non si hanno problemi riguardo la flessione, invece si hanno delle problematiche e quindi vulnerabilità della trave a taglio. Questo è dovuto soprattutto ai metodi di calcolo alle tensioni ammissibili dell'epoca (Circolare n.°1398 del 23/01/1965), che permettevano per gli elementi precompressi di non effettuare la verifica a taglio se le tensioni principali di trazione erano inferiori alla resistenza a trazione del calcestruzzo. Quindi, nel caso in esame, essendo soddisfatta tale condizione, sono state disposte delle staffe con passo di 33 cm su tutto il tratto centrale. È ovvio che con queste armature è molto difficile che risulti soddisfatta la verifica a taglio con le sollecitazioni attuali. Inoltre facendo delle verifiche dettagliate alcuni tratti di trave non verificano neanche per la transitabilità dei "mezzi pesanti". Un'altra problematica emersa riguarda la verifica delle armature longitudinali in appoggio, che risultano non adeguate. La verifica risulta soddisfatta solo considerando anche il contributo dei cavi da precompressione, ma si fa presente che in nessuna normativa è specificato se tale approccio sia perseguibile. Infine nelle verifiche dei traversi e della soletta non si sono avute delle criticità, forse a causa di una progettazione abbastanza conservativa in relazione ai mezzi di calcolo dell'epoca. In conclusione il ponte, anche se i tratti non verificati sono piccoli, non risulta transitabile dai mezzi pesanti da 44t per i livelli di controllo 1 e 2. Tuttavia, visto il piccolo margine necessario per far sì che le verifiche risultino soddisfatte, il ponte sarà transitabile da mezzi intermedi da 26t.

Bibliografia

ANIDIS, Associazione Nazionale Italiana di Ingegneria Sismica, *"Alcune considerazioni sull'evoluzione normativa dei carichi da traffico nella progettazione dei ponti stradali in Italia"* Giovanni Buratti, Antonella Cosentino, Francesco Morelli, Walter Salvatore, Pasquale Bencivenga, Mattia Zizi, Gianfranco De Matteis, XVIII Convegno ANIDIS, Ascoli Piceno 2019.

ARTBA, American Road & Transportation Builders Association, *Bridge Conditions Report*, 2021 (artbabridgereport.org).

Circolare n.°6018 del 6 giugno 1945.

Circolare n. 384 del 14 febbraio 1962.

Decreto Ministeriale del 2 agosto 1980.

Decreto Ministeriale del 4 maggio 1990.

Decreto Ministeriale del 14 settembre 2005.

Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008.

Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018.

Ingenio 12/05/2020, *"Analisi delle Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza dei ponti",* (Walter Salvatore, Emanuele Renzi, Pietro Baratono, Simone Puggeli, Antonella Cosentino) e Gruppo di ricerca del Dipartimento di Ingegneria Civile e Industriale dell'Università di Pisa (Giovanni Buratti, Antonella Cosentino, Isabella Mazzatura, Alice Mazzei, Francesco Morelli, Giacomo Usai) in collaborazione con l'Amministrazione Provinciale di Pisa (dirigente Cristiano Ristori).

Ingenio 25/01/2021, *"Gestione dei ponti esistenti: il quadro normativo italiano e il confronto con alcune normative internazionali",* Pefano Riccardo.

"*Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti*" del 06/05/2020.

Normale n.°8 del 15 settembre 1933.

Politecnico di Torino, Tesi di laurea magistrale, "*Effetto dei carichi eccezionali su strutture da ponte*", Cantelmi Daniele, A.A. 2019/2020.

Sustainable Bridges, SB-LRA, *"Guideline for Load and Resistance Assessment of Existing European Railway Bridges. Advices on the use of advanced methods"*, 2007.