

**POLITECNICO DI TORINO**



**FACOLTA' DI INGEGNERIA**

**Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile**

**Tesi di Laurea Magistrale**

**Studio dell'efficacia di un sistema di monitoraggio  
ad inclinometri per il rilievo di danni di impalcati a  
graticcio precompressi**

Relatore

Candidato

Prof. Gabriele Bertagnoli

Andrea Spedicato

Anno Accademico 2020/2021



*Ai sognatori.*

*A chi non si arrende.*



# Sommario

Abstract.....	1
Capitolo 1 Il monitoraggio strutturale .....	5
1.1 Struttura dell'approccio multilivello .....	5
1.2 Monitoraggio strutturale .....	8
1.3 Il concetto di danno.....	9
1.4 Il processo di monitoraggio .....	9
1.5 I sistemi di monitoraggio .....	11
1.5.1 GNSS .....	12
1.5.2 Interferometria radar terrestre.....	13
1.5.3 Accelerometri.....	15
1.5.4 Sensori a fibra ottica.....	16
1.5.5 Estensimetri.....	17
1.5.6 Inclinatori .....	18
1.5.7 Reti di sensori wireless .....	20
1.5.8 Laboratori mobili per la valutazione dei ponti .....	21
1.5.9 Materiali sensibili .....	22
Capitolo 2 Il viadotto in esame.....	23
2.1 Cenni sugli impalcati con travi prefabbricate precomprese.....	23
2.2 Durabilità dei ponti a travata in calcestruzzo armato.....	24
2.2.1 Degrado del calcestruzzo .....	25
2.2.2 Degrado dell'acciaio.....	26
2.3 Caratteristiche strutturali del caso studio.....	28

2.4	La strumentazione di monitoraggio .....	30
2.5	Prove di carico .....	31
2.5.1	Articolazione delle prove .....	31
2.6	Il modello agli elementi finiti.....	34
Capitolo 3	Simulazione scenari di danno sul viadotto in esame.....	35
3.1	Materiali.....	36
3.1.1	Calcestruzzo .....	37
3.1.2	Armature .....	37
3.2	Analisi non lineare a fasi .....	38
3.2.1	Modelli per analisi a collasso.....	38
3.2.2	Valutazione della sicurezza .....	40
3.2.3	Modelli per prove di carico.....	44
3.3	I danneggiamenti.....	44
3.3.1	Modello sano.....	45
3.3.2	Danno 1 .....	48
3.3.3	Danno 2.....	49
3.3.4	Danno 3.....	57
3.3.5	Danno 4.....	64
3.3.6	Danno 5.....	72
3.3.7	Danno 6.....	79
3.3.8	Danno 7.....	87
3.3.9	Danno 8.....	94
3.3.10	Danno 9.....	101
3.4	Risultati.....	109
3.4.1	Analisi a collasso .....	110

3.4.2	Valutazione della sicurezza strutturale.....	112
3.4.3	Prova di carico con mezzi pesanti.....	113
	Conclusioni.....	117
	Indice delle figure.....	119
	Indice delle tabelle.....	123
	Bibliografia.....	127
	Ringraziamenti .....	129



## **Abstract**

L'Italia, come la maggior parte dei paesi occidentali, ha un ampio patrimonio di opere d'ingegneria come ponti e viadotti che hanno più di 40 anni d'età, essendo stati realizzati nel periodo di maggior sviluppo della rete viaria nazionale avvenuto tra gli anni 60 e 70 del secolo scorso. La salvaguardia di tali infrastrutture è quindi un problema di grande attualità e pone in primo piano la necessità di un appropriato programma di monitoraggio e manutenzione che scongiuri l'insorgere di situazioni potenzialmente dannose.

Il processo di sorveglianza e monitoraggio suggerito dalle nuove Linee Guida emanate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici include, oltre alle classiche ispezioni visive periodiche, anche avanzate tecniche di monitoraggio strumentale che sono di primaria necessità per ponti rientranti nelle Classi di Attenzione Medio-Alta e Alta. Tali strumenti hanno lo scopo di permettere la valutazione dello stato di salute dell'opera ed in particolare consentono di:

- Migliorare la conoscenza dell'opera riducendo le incertezze;
- Eseguire valutazioni sul rischio dell'opera;
- Pianificare gli interventi di manutenzione.

I cardini fondamentali del processo di sorveglianza e monitoraggio possono quindi essere così suddivisi:

- Ispezioni visive periodiche ordinarie;
- Ispezioni straordinarie;
- Prove distruttive e non distruttive;
- Prove di carico in statica e dinamica;
- Installazione di strumenti di monitoraggio;
- Indici dello stato di condizione e modelli di degrado;
- Modelli agli elementi finiti capaci di riprodurre il reale comportamento dell'opera.

Il presente lavoro di tesi, a partire da un modello tridimensionale non lineare agli elementi finiti di un viadotto della rete autostradale in calcestruzzo armato precompresso realizzato con il software DIANA FEA e calibrato attraverso i dati forniti da un sistema di monitoraggio durante le prove statiche di collaudo, si pone un duplice obiettivo.

Il primo è quello di andare a simulare una serie di scenari di danno tipici dei ponti a travata in calcestruzzo armato precompresso al fine di verificare se essi costituiscano o meno un pericolo imminente per la struttura tale da richiedere una limitazione nel suo utilizzo o una completa interdizione al traffico.

Il secondo fine è quello di verificare l'effettiva efficacia e utilità del monitoraggio strutturale. In particolare, si è voluta valutare l'attendibilità del sistema di controllo attraverso l'applicazione di determinati danneggiamenti strutturali atti a verificare che tale sistema sia in grado di rilevarli e consentire tempestivi interventi a tutela della sicurezza. Questo perché, dati gli elevati costi di installazione e gestione dei sistemi di monitoraggio in strutture complesse come i viadotti, una loro non completa efficacia nel controllo della struttura li rende non solo economicamente inadatti ma anche inutili nella mitigazione del rischio, rendendo in tal caso preferibile e meno costosa una sostituzione apriori degli elementi in stato di degrado.

La presente tesi è strutturata nel seguente modo:

Nel Capitolo 1 viene introdotto il concetto di Approccio Multilivello per la gestione del rischio in ponti e viadotti riportato nelle Linee Guida del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Viene poi trattato in generale il tema del monitoraggio strutturale e vengono descritti i principali sistemi di monitoraggio utilizzati al giorno d'oggi nell'ambito delle infrastrutture civili.

Nel Capitolo 2 vengono riportate le generalità sui ponti a travata in calcestruzzo armato precompresso e i loro principali fenomeni di degrado. Viene poi presentato il viadotto oggetto di studio, il sistema di monitoraggio su di esso installato, le prove di carico effettuate sull'impalcato e il modello agli elementi finiti.

Nel Capitolo 3 vengono riportati i vari danneggiamenti simulati sul viadotto in esame attraverso il modello dell'impalcato realizzato su DIANA. In particolare, ci si concentra su due aspetti fondamentali. Il primo è la valutazione della risposta strutturale del viadotto in condizioni ultime al fine di valutarne la sicurezza in ciascuno scenario di danno simulato. Il secondo si fonda sulla valutazione di determinate caratteristiche cinematiche confrontate con le stesse misurate dal sistema di monitoraggio al fine di verificarne l'effettiva capacità nel rilevare ciascuna delle tipologie di danno applicate.



## **Capitolo 1**

### **Il monitoraggio strutturale**

In un panorama infrastrutturale sempre più bisognoso di monitoraggio e manutenzione, le Linee Guida del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici per la gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti, emanate nel 2020, illustrano una procedura per la gestione della sicurezza dei ponti esistenti al fine di prevenire livelli inadeguati di danno, rendendo accettabile il rischio. Esse sono composte da tre macroaree principali:

- Censimento e classificazione del rischio delle opere;
- Verifica della sicurezza;
- Azioni di sorveglianza e monitoraggio.

In particolare, esse illustrano come la classificazione del rischio si inquadri in un approccio generale multilivello che dal semplice censimento delle opere d'arte da analizzare arriva alla determinazione di una Classe di Attenzione sulla base della quale si perverrà, nei casi previsti dalla metodologia stessa, alla verifica di sicurezza.

#### **1.1 Struttura dell'approccio multilivello**

L'impiego di un approccio multilivello per la gestione dei ponti esistenti è giustificato dal numero di infrastrutture esistenti sul territorio italiano.

L'onerosità delle ispezioni, delle indagini, dei controlli, dei monitoraggi e delle verifiche da effettuare, è calibrata valutando di volta in volta l'effettiva necessità e urgenza in funzione dello stato attuale dell'opera, pervenendo ad un metodo, omogeneo ed uniforme al variare delle tipologie di infrastruttura, di valutazione della classe di attenzione.

L'approccio si sviluppa su 6 livelli differenti, aventi grado di approfondimento e complessità crescenti [1]:

- *Livello 0*: prevede il censimento di tutte le opere e delle loro caratteristiche principali mediante la raccolta delle informazioni e della documentazione disponibile;
- *Livello 1*: esteso alle opere censite al *Livello 0*, prevede l'esecuzione di ispezioni visive dirette tese ad individuare lo stato di degrado e le principali caratteristiche strutturali e geometriche di tutte le opere;
- *Livello 2*: consente di giungere alla classe di attenzione di ogni ponte, sulla base dei parametri di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione, determinati elaborando i risultati ottenuti dai livelli precedenti. In funzione di tale classificazione si procede quindi con uno dei livelli successivi;
- *Livello 3*: prevede l'esecuzione di valutazioni preliminari atte a comprendere, unitamente all'analisi della tipologia ed entità dei dissesti rilevati nelle ispezioni eseguite al *Livello 1*, se sia comunque necessario procedere ad approfondimenti mediante l'esecuzione di verifiche accurate di *Livello 4*;
- *Livello 4*: prevede l'esecuzione di valutazioni accurate sulla base di quanto indicato dalle Norme Tecniche per le Costruzioni vigenti;
- *Livello 5*: si applica ai ponti considerati di significativa importanza all'interno della rete andando a valutare le conseguenze di una possibile interruzione dell'esercizio del ponte stesso sul contesto socio-economico in cui esso è inserito.

Come si evince, dal *Livello 0* al *Livello 5* la complessità e il livello di dettaglio di indagini ed analisi aumentano, ma il numero di infrastrutture su cui applicarle si riduce considerevolmente.

Una schematizzazione di questo approccio multilivello e del flusso logico che complessivamente definisce le relazioni tra un livello e l'altro è riportato in Figura 1 e mette in evidenza come il cardine su cui si basano le valutazioni successive sia costituito dal *Livello 2*, cioè lo step in cui vengono definite le classi di attenzione.

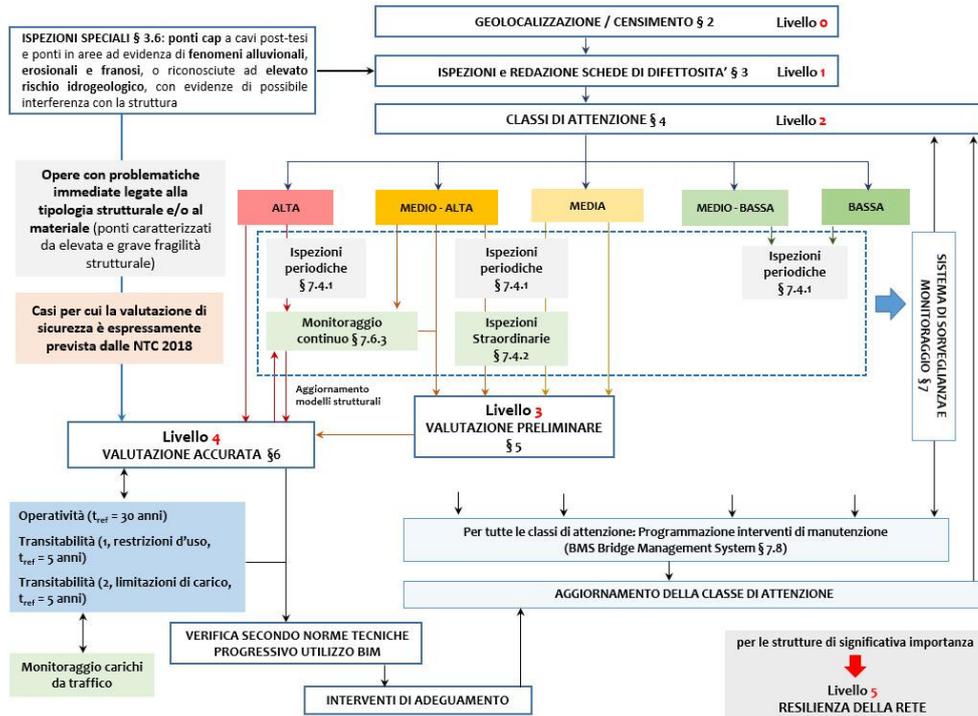


Figura 1 - Approccio multilivello e relazioni tra i livelli di analisi

Ad ogni classe di attenzione corrispondono determinate azioni, in termini di indagini, monitoraggio e verifiche. In particolare:

- *Classe di attenzione Alta:* è prevista l'esecuzione di ispezioni periodiche ordinarie e, ove necessario, di ispezioni periodiche straordinarie, oltre all'installazione di sistemi di monitoraggio periodico o continuo;
- *Classe di attenzione Medio-Alta:* è previsto l'impiego di valutazioni preliminari di *Livello 3* e l'esecuzione di ispezioni periodiche ordinarie e, se necessario, straordinarie. Inoltre, può essere opportuna l'installazione di sistemi di monitoraggio periodico o continuo. Va poi verificata la necessità di eseguire valutazioni più accurate di *Livello 4* sulla base della tipologia dei danni riscontrati e dei risultati degli studi di *Livello 3*;
- *Classe di attenzione Media:* occorre eseguire valutazioni preliminari di *Livello 3* e ispezioni periodiche ordinarie. Qualora fosse necessario si può ricorrere a sistemi di monitoraggio e/o eseguire ulteriori valutazioni di sicurezza di *Livello 4*;
- *Classe di attenzione Medio-Bassa:* si richiedono ispezioni periodiche frequenti;
- *Classe di attenzione Bassa:* è richiesta l'esecuzione di ispezioni periodiche.

Infine, è importante precisare che, la classe di attenzione dell'opera deve essere rivalutata conseguentemente agli eventuali eventi di manutenzione effettuati nel tempo.

## **1.2 Monitoraggio strutturale**

Il monitoraggio strutturale (Structural Health Monitoring – SHM) è un approccio sistemico al rilevamento e identificazione dei danni che si possono manifestare nei sistemi strutturali a causa dell'invecchiamento o del degrado dei materiali, di azioni eccedenti le previsioni di progetto, di eventi eccezionali di origine naturale o antropica.

Le metodologie di SHM si basano sull'installazione per periodi di tempo più o meno lunghi o per l'intera vita utile della struttura, di reti di sensori che consentono di acquisire dati che vengono poi elaborati in modo automatico o semiautomatico identificando, attraverso opportuni algoritmi, la presenza di malfunzionamenti. Tali metodologie hanno avuto grande sviluppo nel campo dell'industria aeronautica e meccanica e solo negli ultimi decenni stanno trovando significative applicazioni nel settore dell'ingegneria civile.

In questo settore, l'interesse principale risiede nella potenziale capacità dei sistemi SHM di identificare stati di danno strutturale in modo precoce e maggiormente affidabile rispetto alle tradizionali operazioni di sorveglianza basate principalmente sulle ispezioni visive. Le aspettative nei confronti delle tecnologie SHM risiedono quindi nel fatto che l'impianto installato sia capace di segnalare danni o situazioni pericolose ben prima che queste producano manifestazioni evidenti. Tuttavia, dato che i fenomeni di degrado delle strutture civili sono nella normalità molto lenti e poiché le tecnologie SHM si sono sviluppate in tempi molto recenti e sono state principalmente applicate su ponti e edifici di nuova costruzione, ad oggi non si dispone ancora di una completa evidenza sperimentale della loro capacità di diagnosi precoce [1]. Inoltre, a differenza dei sistemi industriali che sono realizzati attraverso processi standardizzati, le strutture civili rappresentano ciascuna un caso a sé e pertanto condizione necessaria per il successo dei sistemi SHM è una loro personalizzazione ad ogni specifico caso oggetto di studio.

### **1.3 Il concetto di danno**

Il danno può essere inteso come la manifestazione sulla struttura di una qualunque variazione rispetto ad una condizione iniziale di perfetta integrità dell'opera.

In base ad una condizione limite fissata durante la fase di progetto del sistema, i sensori di monitoraggio devono essere in grado di individuare e segnalare il danno in modo totalmente automatico. Inoltre, è preferibile installare tali sistemi di monitoraggio su strutture sane in modo da partire da una situazione iniziale nota e priva di particolari criticità.

In ambito strutturale il danno può essere ricondotto ad uno o ad una combinazione dei seguenti fattori:

- Variazione delle proprietà meccaniche dei materiali costituenti l'opera (corrosione delle armature e/o carbonatazione del calcestruzzo);
- Variazione delle condizioni di vincolo;
- Variazione della geometria degli elementi costituenti il sistema strutturale (riduzione della sezione resistente degli elementi in calcestruzzo dovuta all'espulsione del copriferro, corrosione delle armature ordinarie e/o dell'acciaio da precompressione);
- Perdita totale o parziale della precompressione iniziale dovuta a cadute di tensione nei cavi e/o effetti reologici nel calcestruzzo.

### **1.4 Il processo di monitoraggio**

Al giorno d'oggi i sistemi di monitoraggio possono essere realizzati con modalità molto differenti a seconda degli obiettivi da perseguire e delle grandezze da monitorare. Tuttavia, nonostante le differenze, tutti i sistemi presentano delle componenti comuni:

- Sensori;
- Sistema di acquisizione dei dati;

- Sistema di trasmissione dei dati;
- Algoritmo di pulizia dei dati;
- Sistema di archiviazione dei dati;
- Modello numerico per lo studio dei dati;
- Sistema decisionale sulla base degli output ricevuti.

In generale il processo di monitoraggio può essere diviso in quattro fasi [2]:

- *Valutazione operativa*: riguarda la fattibilità tecnico-economica del sistema di monitoraggio che si vuole realizzare, a seconda del tipo di struttura e delle sue peculiarità. In funzione di ciò si definisce il processo di individuazione del danno più adatto, la tipologia di sensori, il numero e la loro posizione.
- *Acquisizione e pulizia dei dati*: i dati registrati dai sensori sono raccolti e inviati (per i sistemi moderni mediante rete wireless) a memorie hardware aventi dimensione in funzione del numero di sensori e della frequenza di acquisizione. I dati raccolti sono sottoposti a operazioni di pulizia chiamate “data cleaning” in modo da distinguere le variazioni di misurazione causate dal danneggiamento da quelle causate dai rumori ambientali. I dati ottenuti dopo il “data cleaning” conterranno le informazioni sullo stato di salute della struttura oggetto del monitoraggio.
- *Estrazione delle caratteristiche*: è necessario ottenere delle grandezze fisiche significative a partire dalle quali capire se la struttura è danneggiata o meno. Un metodo di estrazione delle caratteristiche per l’identificazione del danno è quello di applicare dei ben definiti danneggiamenti, simili a quelli che ci si aspetta realmente nella struttura nel corso della sua vita utile, a sistemi fittizi e sviluppare in tal modo una prima comprensione dei parametri sensibili al danno previsto. Il sistema “difettoso” può essere usato al fine di verificare che le misurazioni diagnostiche siano sufficientemente sensibili nella distinzione tra sistema danneggiato e sistema integro. L’interpretazione dei dati può essere svolta, ad esempio, con riferimento a esperienze passate, oppure tramite

strumenti analitici sperimentalmente convalidati come modelli agli elementi finiti.

- *Sviluppo di modelli statistici*: si occupa dell'implementazione di algoritmi che permettono l'estrazione di caratteristiche al fine di individuare e quantificare lo stato di danno della struttura.

## 1.5 I sistemi di monitoraggio

La necessità di monitorare le strutture esistenti ha fatto sì che negli ultimi anni la ricerca in questo settore si sia concentrata sempre più sul miglioramento e sullo sviluppo di sensori più sofisticati e affidabili. Tra le grandezze monitorabili si hanno grandezze fisiche legate direttamente alla struttura (gli spostamenti, le inclinazioni, le tensioni e le accelerazioni), e grandezze non strutturali (le vibrazioni, il vento, la temperatura e l'umidità) che, pur non essendo strettamente connesse alla struttura, ne influenzano il comportamento. In particolare:

- *Spostamenti e inclinazioni* vengono monitorate da una strumentazione che possiede una sensibilità dell'ordine del centesimo di millimetro e del centesimo di grado. Legati agli spostamenti si possono monitorare anche gli allargamenti o restringimenti dei lembi delle lesioni che già di per sé sono sintomo di movimenti strutturali (il sensore, posto a cavallo della lesione, indica se il movimento è stabile o in evoluzione e la sua entità nel tempo);
- Il monitoraggio delle *accelerazioni* permette, a seguito di un'elaborazione dei dati, di caratterizzare dinamicamente il manufatto;
- Il monitoraggio delle *tensioni* consente di valutare se sono in atto variazioni dello stato di sollecitazione negli elementi strutturali;
- Il *vento* e le *vibrazioni*, tra le grandezze non strutturali, sono quelle di maggior interesse per ponti e viadotti. Le loro variazioni d'intensità generano forze che potrebbero in alcuni casi non essere più compatibili con la struttura. Inoltre, il

monitoraggio delle vibrazioni da traffico veicolare può consentire una caratterizzazione dinamica del ponte in esame;

- Il monitoraggio delle variazioni di *temperatura* e *umidità* consente di comprendere l'entità delle deformazioni da esse generate nei vari elementi strutturali.

Al fine di valutare le grandezze appena viste viene utilizzata una vasta gamma di sensori e dispositivi. Ne vengono di seguito descritti alcuni di uso nel settore civile.

### 1.5.1 GNSS

Il sistema di posizionamento globale viene utilizzato per la misura degli spostamenti nelle infrastrutture. Viene utilizzata la tecnica del posizionamento relativo che sfrutta la misurazione dei tempi di ritorno dei segnali inviati dal satellite al ricevitore e garantisce misurazioni assolute e dirette degli spostamenti senza la maggior parte dei problemi intrinsecamente legati ai sistemi ottici. Il sistema necessita di una stazione master installata in una posizione di riferimento nota vicino alla struttura monitorata e di un'antenna rover installata sulla struttura in corrispondenza dei punti che si vogliono monitorare. Il posizionamento relativo permette di determinare il vettore "baseline" che collega la stazione master, di coordinate note, con la generica stazione rover. Le posizioni delle due antenne sono definite in un determinato sistema di coordinate geodetiche. Note le coordinate della stazione master e calcolato il vettore "baseline" si ottengono le coordinate del punto monitorato.

In alternativa alla stazione master, qualora non fosse possibile collocarne una nelle immediate vicinanze della struttura da monitorare o per ridurre il costo del sistema di monitoraggio, si possono utilizzare algoritmi di processazione dei dati forniti da più antenne rover collocate sulla struttura oppure sfruttare il "sistema di riferimento virtuale" che fornisce, in funzione della località, le correzioni da applicare ai dati di posizione.

Nel caso in cui non vi siano effetti dinamici importanti (monitoraggio strutturale in campo statico) e adottando opportuni tempi di misura e frequenze di acquisizione, si riescono a ottenere misurazioni sufficientemente accurate con precisione millimetrica. Ciò è dimostrato anche dall'esperienza condotta sui ponti Akashi-Kaikio e TsingMa da parte di Wong et al.

### **1.5.2 Interferometria radar terrestre**

L'interferometria radar terrestre è una tecnica di monitoraggio sviluppata nel corso degli ultimi quindici anni. Questa tecnica, sfruttando la differenza di fase tra il segnale radio (microonde) inviato e quello riflesso dagli oggetti "illuminati" dalle antenne consente di ottenere, completamente da remoto e fino ad alcuni km di distanza, gli spostamenti dello scenario nel tempo con precisione sub-millimetrica. Poiché per la misura degli spostamenti viene direttamente sfruttato il segnale radar inviato e riflesso naturalmente dagli oggetti nello scenario, non è necessaria l'installazione di alcun caposaldo o bersaglio aggiuntivo. Allo stesso tempo lo strumento è indipendente dalle condizioni di illuminazione del sito ed è quindi utilizzabile in qualsiasi condizione meteorologica (neve, pioggia, nebbia), sia di giorno che di notte. Inoltre, l'elevata frequenza di acquisizione delle immagini consente di monitorare in continuo ed in tempo reale l'evoluzione degli spostamenti di scenari monodimensionali complessi ed estesi come ponti, viadotti, grattacieli e torri mentre, per strutture a prevalente estensione planimetrica, tale sistema di monitoraggio è da evitare dal momento che si potrebbe incorrere in problemi di ambiguità (oggetti corrispondenti a diversi settori della struttura che, essendo ubicati ad eguale distanza dal radar, ricadono nella medesima cella di risoluzione e non sono pertanto discriminabili).

Il sistema è costituito da un radar interferometrico (capace di emettere impulsi radar a lunghezza d'onda nota) dotato di una o più antenne emittenti e riceventi (Figura 2). Attraverso questa tecnica si misurano gli spostamenti lungo la linea di vista strumento-

scenario (LOS), attraverso il confronto dei dati di fase dell'onda elettromagnetica emessa e riflessa a differenti epoche di misura (Figura 3).



Figura 2 - Strumentazione radar su piattaforma permanente (a) e su treppiede (b)

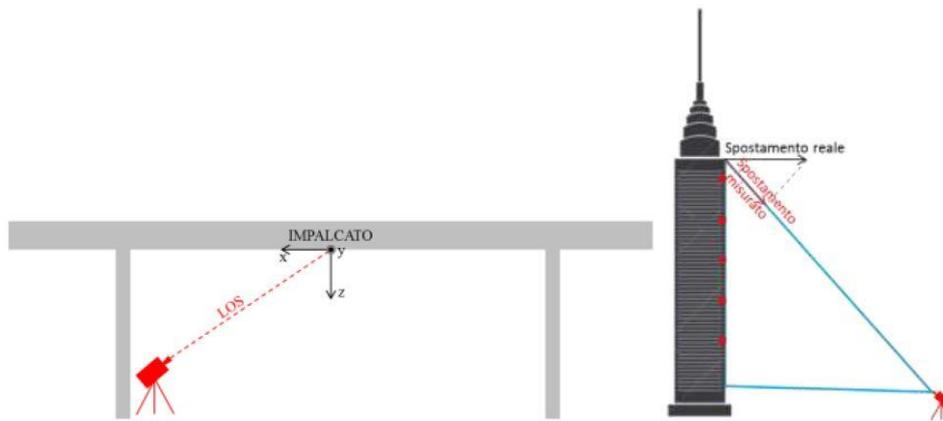


Figura 3 - Misura degli spostamenti lungo la linea di vista strumentale (LOS)

Questi spostamenti sono calcolati simultaneamente su un elevato numero di punti della struttura sulla base dello schema di funzionamento riportato in Figura 4 [3].

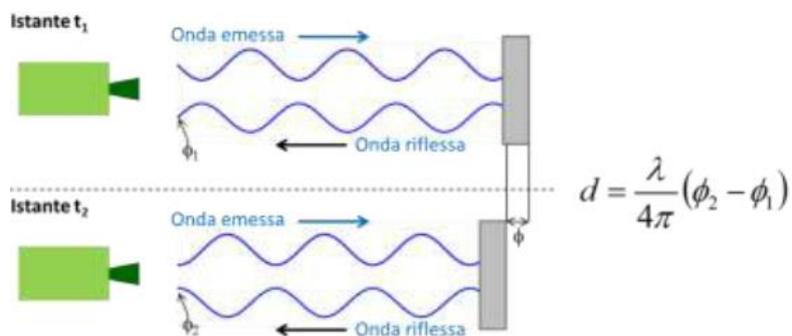


Figura 4 - Principio di funzionamento ( $d$ = spostamento misurato;  $\lambda$ = lunghezza d'onda;  $\varphi$ = fase)

### 1.5.3 Accelerometri

Gli accelerometri sono sensori che rilevano le vibrazioni o le accelerazioni di un oggetto, convertendole in un segnale elettrico misurabile. In commercio vi sono varie tipologie di accelerometri.

*Accelerometro piezoelettrico:* è un sensore in grado di misurare le vibrazioni o lo shock meccanico di un oggetto. Questo sensore integra al suo interno un cristallo piezoelettrico che in presenza di accelerazioni viene compresso da una massa e genera un segnale elettrico proporzionale alla forza di compressione. L'elettronica converte il segnale ad elevata impedenza generato dal cristallo in un segnale a bassa impedenza (tensione misurata in Volt) avente una eccellente immunità al rumore. Questi accelerometri hanno lo svantaggio di non poter misurare accelerazioni quasi statiche. Infatti, il materiale piezoelettrico genera un segnale elettrico quando viene compresso ma, se la compressione permane, il segnale generato tende a dissiparsi dopo un breve periodo non producendo più alcun segnale in uscita.

*Accelerometro capacitivo con tecnologia MEMS:* questi sensori sono ad alta sensibilità, hanno buona stabilità alla temperatura e sono particolarmente adatti per la misurazione di vibrazioni a bassa frequenza, moti e accelerazioni quasi statiche. Il meccanismo di base è costituito da una piastra mobile posta in mezzo a due fisse che formano quindi due condensatori variabili ad armature piane e parallele collegati in serie. La tecnologia MEMS (Micro Electro-Mechanical Systems) in essi integrata si è sviluppata negli ultimi anni ed è stata rivoluzionaria per il settore della sensoristica dato che ha ridotto i componenti meccanici ad una dimensione simile a quella dei componenti elettronici.



Figura 5 - Accelerometro piezoelettrico



Figura 6 - Accelerometro capacitivo MEMS

### 1.5.4 Sensori a fibra ottica

Negli ultimi anni i sensori a fibra ottica hanno assunto una considerevole importanza nel campo del monitoraggio strutturale. Essi sono capaci di effettuare misure multiparametro (vibrazioni, deformazioni, temperatura) e sono caratterizzati, rispetto ad altre tipologie di sensori, da immunità ai segnali elettromagnetici e ambientali, da elevata resistenza in ambienti ostili, da facilità di cablaggio delle reti e da bassi consumi energetici. Inoltre, questa tecnologia ha un vantaggio intrinseco che nessun altro sensore possiede: permette l'individuazione di anomalie strutturali lungo tutto l'asse di installazione della fibra. Sostanzialmente è come se venisse installato un sensore ogni 20 centimetri con la possibilità di collegare decine di chilometri di fibra ottica andando a realizzare una sorta di sistema nervoso in grado di mappare, in tempo reale, lo stato tenso-deformativo della struttura e di identificare e localizzare criticità quali cedimenti strutturali o crepe [4].

Tra i sensori a fibra ottica, molto utilizzati sono quelli di tipo FBG (Fiber Bragg Grating) basati sul reticolo di Bragg. Il principio di funzionamento è il seguente: la fibra a griglia di Bragg agisce come uno specchio selettivo delle lunghezze d'onda ed è perciò un filtro a banda stretta. Ciò significa che quando una luce proveniente da una sorgente a banda larga viene indotta nella fibra ottica, solo quella con una larghezza spettrale molto stretta, centrata sulla lunghezza d'onda di Bragg, verrà riflessa indietro dalla griglia. La luce restante continuerà il suo percorso nella fibra ottica fino alla successiva griglia di Bragg senza subire alcuna perdita (Figura 7). La lunghezza d'onda di Bragg viene essenzialmente definita dall'indice di rifrazione del nucleo ("core") della fibra stessa.

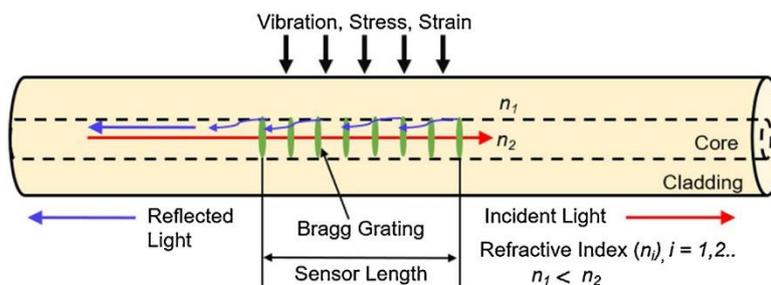


Figura 7 - Principio di funzionamento della griglia di Bragg

Tali sistemi possono essere integrati in strutture esistenti, anche sottoforma di rinforzo strutturale in materiale composito sensorizzato, oppure possono essere inglobati all'interno della costruzione all'atto della costruzione fissando i cavi in fibra ottica alle armature degli elementi strutturali prima del getto (Figura 8).



*Figura 8 - Installazione sensori in fibra ottica su una nuova costruzione*

### **1.5.5 Estensimetri**

Il monitoraggio attraverso l'uso di estensimetri è una tecnica consolidata da decenni e consente di rilevare, con elevata precisione, l'entità, la direzione e il verso delle deformazioni strutturali.

Tra questi sensori, gli estensimetri elettrici a resistenza (Strain Gauge) sono quelli maggiormente diffusi in ambito civile. Essi forniscono, nella zona di installazione, la deformazione media lungo la base di misura nella direzione del loro asse longitudinale. Tale deformazione viene calcolata attraverso la variazione della resistenza elettrica dello strumento. La lunghezza di questi sensori varia da pochi millimetri a pochi centimetri.

Dal punto di vista pratico essi vengono incollati sulla superficie dell'elemento da monitorare. Il filo estensimetrico metallico, essendo solidale all'elemento strutturale, ne seguirà le deformazioni allungandosi e accorciandosi. Questa variazione di lunghezza è responsabile della variazione della resistenza elettrica (Figura 9). L'unico svantaggio insito nell'uso di tali apparecchiature è che esse non sono indicate per l'installazione in

ambienti caratterizzati da condizioni climatiche significativamente fredde e umide dato che la presenza di umidità può comportare errori nelle misurazioni.

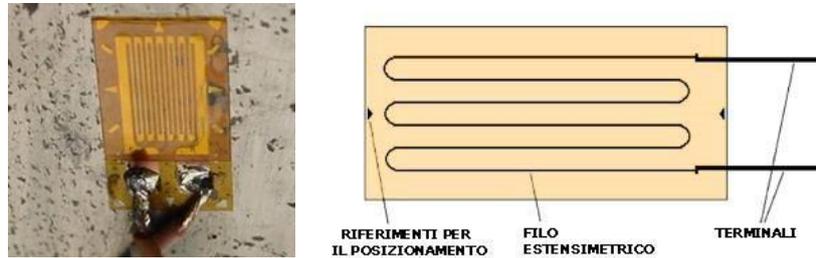


Figura 9 - Estensimetro elettrico a resistenza (Strain Gauge)

### 1.5.6 Inclinometri

Gli inclinometri (detti anche clinometri o tiltmetri) sono dei sensori che misurano l'angolo di inclinazione di un oggetto o di una superficie rispetto alla forza di gravità terrestre. A seconda della tipologia questi sensori sono capaci di misurare l'inclinazione rispetto ad un solo asse o rispetto ad una coppia di assi. Essi inoltre sono equipaggiati con uno o più accelerometri, generalmente di tipo capacitivo.

Attualmente i sensori inclinometrici maggiormente utilizzati in ambito strutturale sono gli inclinometri con tecnologia MEMS.

Il principio di rilevamento dell'accelerazione è semplice e affidabile: l'inerzia di un corpo in movimento viene convertita in forza in accordo con la seconda Legge di Newton. Gli elementi di base dell'accelerometro sono una molla alla quale è collegata una massa di prova e un sistema di smorzamento (Figura 10). La molla collega la massa al supporto dello strumento.

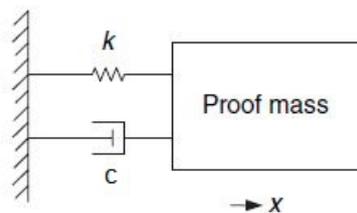


Figura 10 - Sistema massa-molla-smorzatore

Quando, per cause esterne, la struttura subisce un'accelerazione, la massa di prova è costretta a seguire tale cambiamento tramite l'accoppiamento a molla. La lunghezza della molla quindi cambia e di conseguenza cambia anche la distanza tra il corpo e la massa di prova. In questo tipo di sensore capacitivo il supporto e la massa di prova sono isolati l'uno dall'altro e viene misurata la loro capacità attraverso due condensatori di rilevamento. Al variare della distanza la capacità dei condensatori aumenta o diminuisce e la corrente elettrica può viaggiare o meno verso il sensore. Il sensore converte quindi l'accelerazione del corpo in un segnale elettrico per mezzo di un circuito (Figura 11).

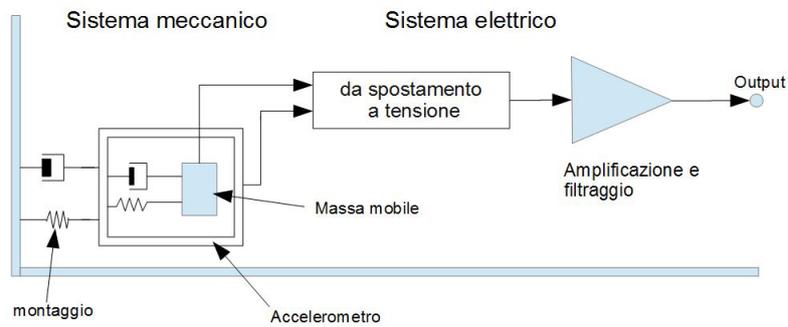


Figura 11 - Sistema di misurazione dell'accelerazione

Le tipologie più diffuse di inclinometri con tecnologia MEMS sono:

*Inclinometri di superficie analogici e digitali:* progettati per le misure di inclinazione puntuali in opere civili che richiedono precisioni elevate (Figura 12).



Figura 12 - Inclinometri di superficie, analogico e digitale

*Inclinometri a barra analogici e digitali:* vengono utilizzati sia singolarmente per monitorare l'inclinazione relativa tra due punti, sia installati in catena per misurare ad esempio i cedimenti differenziali di un edificio (Figura 13).

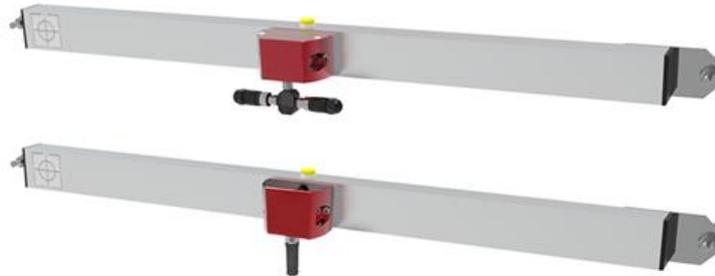


Figura 13 - Inclinometri a barra, analogico e digitale

Essi sono costituiti da un inclinometro MEMS posizionato su una barra di alluminio avente una ben definita “gauge length”, indicata con  $L$  (Figura 14), generalmente pari a 1,2 o 3 metri, che rappresenta la distanza tra i due punti di riferimento tra cui si vuole misurare l'inclinazione.

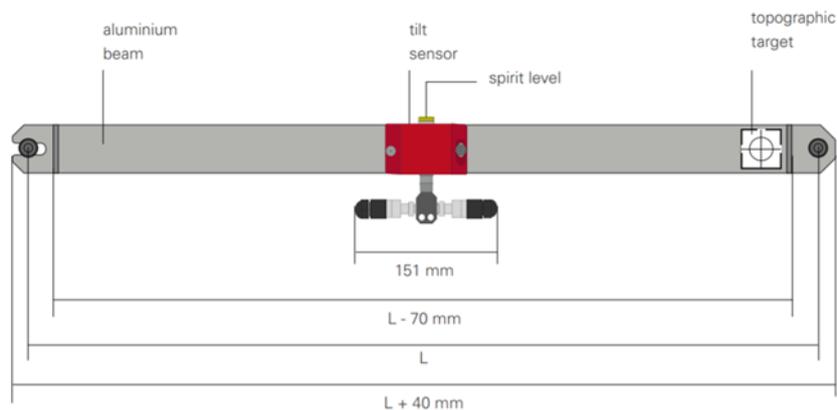
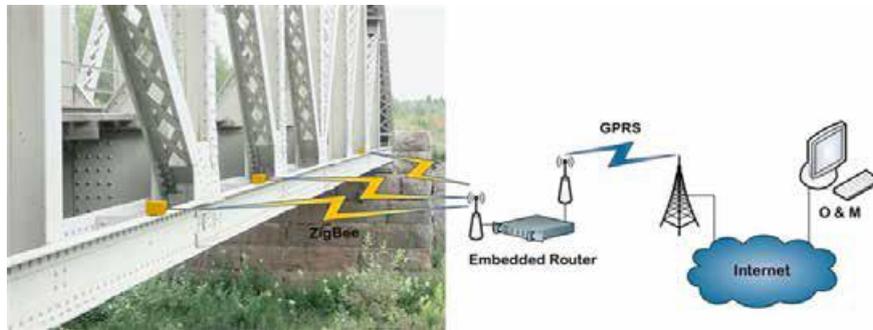


Figura 14 - Elementi e geometria inclinometro a barra

### 1.5.7 Reti di sensori wireless

I sistemi di monitoraggio tradizionali utilizzano sensori collegati attraverso cavi e richiedono spazi opportuni e tempo per l'installazione e, per questo, possono essere relativamente costosi. Negli ultimi decenni sono stati sviluppati sistemi di monitoraggio

wireless, che potrebbero essere utilizzati in combinazione con qualsiasi tipo di sensori intelligenti, per esempio MEMS, riducendo significativamente i suddetti costi. Il principio di tale sistema è mostrato nello schema in Figura 15.



*Figura 15 - Schema con sensori wireless e invio dei dati via internet*

Ogni sistema è composto da uno o più sensori, un'unità di acquisizione ed elaborazione dati, un ricetrasmittitore wireless e un alimentatore a batteria. L'unità di acquisizione ed elaborazione di solito ha un convertitore analogico-digitale integrato e una memoria dati RAM sufficiente per memorizzare le misurazioni. Nella stazione i dati vengono raccolti e archiviati in un database per eventuali successive analisi. È possibile quindi accedere a questi dati da remoto. Se, analizzando i dati, l'unità centrale rileva una condizione pericolosa, genera un messaggio di allarme [5].

### **1.5.8 Laboratori mobili per la valutazione dei ponti**

Per misure periodiche delle proprietà meccaniche degli elementi strutturali si possono utilizzare i laboratori mobili. Essi sono dotati di un vibrometro dinamico, un martello a percussione, un generatore di segnale con amplificatore e degli accelerometri. Il laboratorio rende possibile un monitoraggio attivo dei ponti in tempo reale con l'obiettivo di costruire un sistema "early awareness" in caso di eventi con grave danneggiamento [5]. A tale scopo, la struttura deve essere dotata di un sistema di sensori per il controllo delle caratteristiche fisiche della struttura (umidità, temperatura, PH, corrosione elementi in acciaio) e del livello di sicurezza strutturale (possibili crepe, possibili grandi deformazioni, picco di accelerazioni durante vibrazioni). Sulla base di

modelli, che includono tutte le condizioni richieste per la sicurezza e la funzionalità del ponte, viene valutato lo stato del ponte e l'eventualità di un'interruzione del traffico.

### **1.5.9 Materiali sensibili**

Un materiale è "sensibile" se può dare informazioni sui processi che stanno avvenendo al suo interno. È il caso, ad esempio, di alcune resine che incorporano nanoparticelle di carbonio, che cambia la resistenza elettrica in base alle sollecitazioni.

L'uso di materiali sensibili incorporati consente di prevenire il deterioramento, fornendo informazioni (temperatura, umidità, profondità di carbonatazione nel calcestruzzo, profondità di penetrazione dei cloruri nel calcestruzzo) prima che i danni possano essere evidenziati mediante un'ispezione esterna e consentendo quindi di effettuare le operazioni di manutenzione in tempo utile.

## Capitolo 2

### Il viadotto in esame

L'infrastruttura studiata è un viadotto autostradale italiano realizzato nella seconda metà degli anni 60 del secolo scorso. Si tratta di un ponte a travata, in calcestruzzo armato, costituito da 25 campate di 45 m di luce, per una lunghezza totale di 1123 m. Le travate, costituite da sei travi prefabbricate in calcestruzzo armato precompresso affiancate tra loro, sono in semplice appoggio sui piloni e hanno una larghezza complessiva di 19,10 m.

#### 2.1 Cenni sugli impalcati con travi prefabbricate precomprese

Gli elementi principali costituenti tale tipo di impalcato sono (Figura 16):

- Travi longitudinali, generalmente ad "I", in calcestruzzo armato precompresso, prefabbricate. Esse sono caratterizzate da una scarsa rigidità torsionale che rende necessaria la realizzazione di un certo numero di travi trasversali;
- Travi trasversali irrigidenti, generalmente gettate in opera;
- Soletta in calcestruzzo armato gettata in opera.



*Figura 16 – Impalcato con travi prefabbricate precomprese*

In questa tipologia di impalcato, la precompressione delle travi prefabbricate può essere realizzata sia con una pre-tensione che con una post-tensione, o anche ricorrendo ad una soluzione mista. La soluzione mista implica che si va a realizzare una prima precompressione attraverso un pre-tensionamento in fabbrica e, successivamente, si completa la precompressione in situ con una post-tensione.

Una problematica di tale categoria di ponte riguarda le difficoltà che si riscontrano nel getto delle travi trasversali e nel loro collegamento con le travi longitudinali prefabbricate. Il modo migliore per realizzare tale connessione è quello di realizzare dei fori nell'anima delle travi longitudinali, in corrispondenza delle sezioni di incrocio con le travi trasversali, e di inserire successivamente delle armature da precompressione per connettere gli elementi prefabbricati con quelli gettati in situ (Figura 17)



*Figura 17 - Fori per alloggiamento armature da precompressione per collegamento con travi trasversali*

## **2.2 Durabilità dei ponti a travata in calcestruzzo armato**

La durabilità definisce la capacità della struttura di conservare le sue prestazioni di progetto per tutta la durata della sua vita nominale, in specifiche condizioni ambientali e di manutenzione [6]. Tale caratteristica, oltre ad essere influenzata dalle proprietà dei

materiali previsti in progetto, dipende anche da come questi vengono messi in opera, dalle condizioni ambientali in cui vive la struttura e anche dagli interventi di manutenzione che vengono effettuati.

### **2.2.1 Degrado del calcestruzzo**

I fenomeni che possono provocare il degrado per il calcestruzzo si possono raggruppare fondamentalmente in tre tipologie: chimici, fisici e meccanici. Se ne riportano di seguito i principali.

#### *Attacco di solfati e solfuri*

Il meccanismo di azione dei solfati ( $\text{SO}_4^{2-}$ ) può essere descritto con due fasi:

- Reazione tra il solfato e l'idrossido di calcio che si libera durante la reazione di idratazione del cemento, per formare il calcio solfato;
- Reazione tra calcio solfato e gli alluminati idrati di calcio (prodotto di idratazione del cemento ricco in alluminato tricalcico) per dare il solfoalluminato di calcio (ettringite).

Entrambe queste reazioni determinano un aumento di volume in quanto i prodotti di reazione (calcio solfato ed ettringite) hanno un volume maggiore dei prodotti di partenza (idrossido di calcio e alluminato idrato di calcio). Questo aumento di volume genera delle tensioni che sgretolano il calcestruzzo.

#### *Attacco di acidi e cloruri*

Il deterioramento del calcestruzzo è dovuto alla reazione tra idrossido di calcio, presente nei pori, e l'acido. Nella maggior parte dei casi si formano dei composti solubili che vengono poi dilavati dalle soluzioni acquose lasciando dietro di sé dei vuoti, che indeboliscono la struttura e la espongono a ulteriori attacchi da parte degli agenti aggressivi. Per effetto degli acidi avviene anche un cambiamento di pH (da basico ad acido), che favorisce la corrosione delle armature.

### *Carbonatazione*

Al contatto con l'anidride carbonica ( $\text{CO}_2$ ) dell'aria, la calce presente nel calcestruzzo ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ), si trasforma in carbonato di calcio ( $\text{CaCO}_3$ ) dando luogo al fenomeno di carbonatazione. Essa è la più comune causa del degrado delle opere in c.a. esposte all'aria. Il fenomeno della carbonatazione incide sulla durabilità del c.a. soprattutto favorendo la corrosione delle armature, poiché causa un abbassamento del pH circa da 13 a 9 facendo così venire meno le condizioni per un'efficace protezione delle armature affidata al copriferro in calcestruzzo.

### *Degrado per cause fisiche*

Tra le cause fisiche di degrado la più comune è legata ai cicli di gelo e disgelo e più in generale alle variazioni termiche, specialmente se cicliche, che causano stati di coazione tra gli inerti e la pasta cementizia che compongono il calcestruzzo.

## **2.2.2 Degrado dell'acciaio**

La corrosione è in generale il deterioramento di un metallo causato da una reazione sulla superficie, di tipo chimico o elettrochimico, con l'ambiente che lo circonda. Questa reazione provoca la riduzione della sezione resistente del materiale, ma nel caso delle barre di acciaio immerse nel calcestruzzo è forse più importante il fenomeno di formazione dell'ossido di ferro (ruggine) che avendo un volume fino a 17 volte maggiore del materiale originario fa nascere delle tensioni nel calcestruzzo provocandone la fratturazione nelle zone di ricoprimento dell'armatura e anche la perdita di aderenza. Il calcestruzzo correttamente miscelato e gettato è un ambiente fortemente alcalino ( $\text{pH}=13/14$ ). Pertanto, in questo ambiente, e in assenza di cloruri, il ferro si ricopre di un sottilissimo film di ossido (come conseguenza della reazione basica) e assume una condizione di "passività". Tale condizione persiste finché il pH rimane al di sopra di 11.5. Il calcestruzzo costituisce quindi un'eccezionale protezione per il ferro, ma le sue caratteristiche protettive possono venir meno per le ragioni viste in precedenza.

A tal proposito è bene evidenziare che, data la grande diffusione dei ponti a travata precompressi nel panorama infrastrutturale nazionale, le strutture precomprese a cavi post-tesi e iniettati, fra le quali, in particolare, quelle realizzate negli anni 60 e 70, possono essere soggette a pericolose situazioni di degrado che possono comportare corrosione dei cavi di precompressione e che, pertanto, possono influire negativamente sulla resistenza della struttura e provocare collassi improvvisi, anche in assenza di sovraccarico e/o traffico. Tali situazioni possono essere in prevalenza causate da difetti nelle iniezioni dei cavi che, in presenza di stati di corrosione delle guaine o degli ancoraggi e/o infiltrazioni di acqua, possono costituire zone di innesco della corrosione. Inoltre, la corrosione dei cavi provoca una diminuzione della forza di precompressione che può causare la comparsa di lesioni, anche modeste, nelle sezioni critiche a flessione o a taglio e spostamenti a carattere permanente. Tali manifestazioni vanno quindi monitorate e considerate con attenzione.

Un esempio di tale fenomeno di degrado che ha avuto conseguenze disastrose è il collasso di una campata del ponte della tangenziale di Fossano (CN) il cui crollo, probabilmente da imputare ad una corrosione dei cavi da precompressione post-tesi e dei trefoli pre-tesi, è avvenuto in maniera improvvisa e senza apparenti segni premonitori (Figura 18).



*Figura 18 - Crollo del ponte di Fossano (CN)*

### 2.3 Caratteristiche strutturali del caso studio

Come accennato, l'impalcato è largo complessivamente 19,10 m ed è costituito da sei travi in calcestruzzo armato precompresso aventi sezione ad "I" collegate da quattro travi trasversali, due in corrispondenza degli appoggi e due in campata (Figura 19).

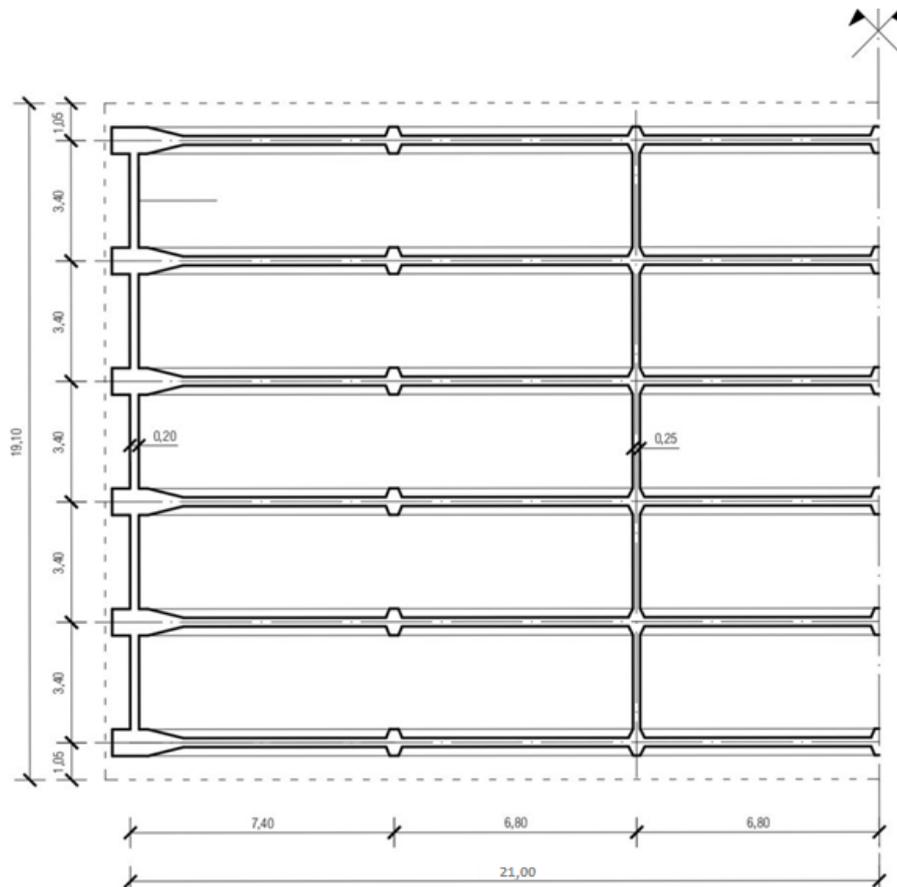


Figura 19 - Planimetria impalcato

Per quanto concerne lo schema statico, le travi sono semplicemente appoggiate sui piloni con luce appoggio-appoggio di 42 m.

L'interasse tra le travi longitudinali è pari a 3,40 m. Esse presentano la stessa sezione trasversale con altezza pari a 2,60 m e anima di 25 cm. Sono inoltre presenti dei ringrossi in corrispondenza degli appoggi, delle travi trasversali di campata e nei punti medi compresi tra due trasversi consecutivi (Figura 20).

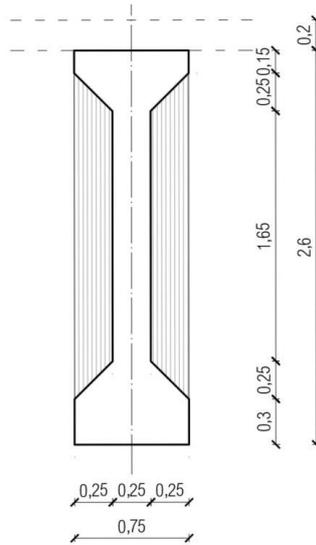


Figura 20 - Trave longitudinale - Sezione trasversale

Le travi trasversali hanno invece sezione rettangolare con altezza pari a 2,30 m e spessore pari a 25 cm in appoggio e 20 cm in campata (Figura 21).

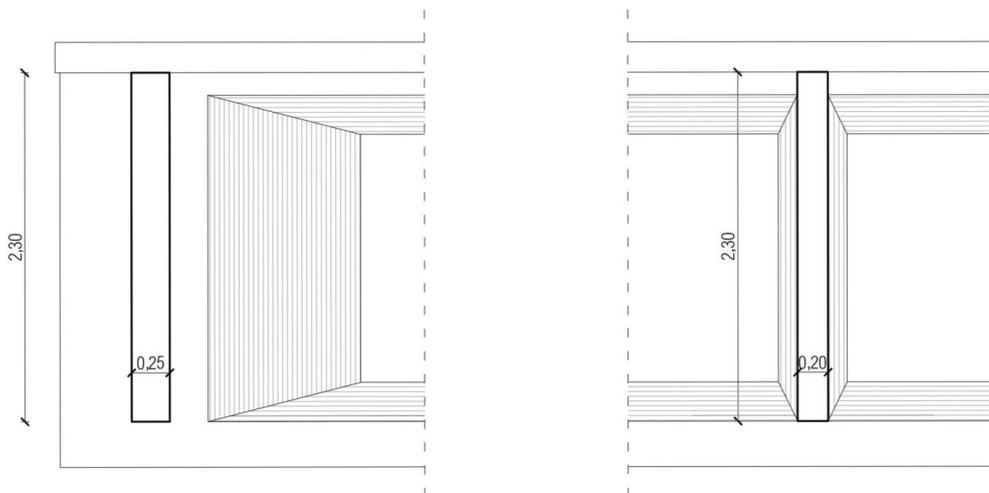


Figura 21 - Sezione trasversale traverso, testata e campata

Infine, l'intero impalcato è completato da una soletta in calcestruzzo armato spessa 20 cm e precompressa in direzione trasversale.

La sezione trasversale dell'impalcato è a "schiena d'asino", con le travi centrali alla medesima quota e quelle esterne poste ad una quota di 10 cm inferiore rispetto alla precedente con una differenza di quota complessiva di 20 cm tra le due travi interne e le due di bordo (Figura 22).

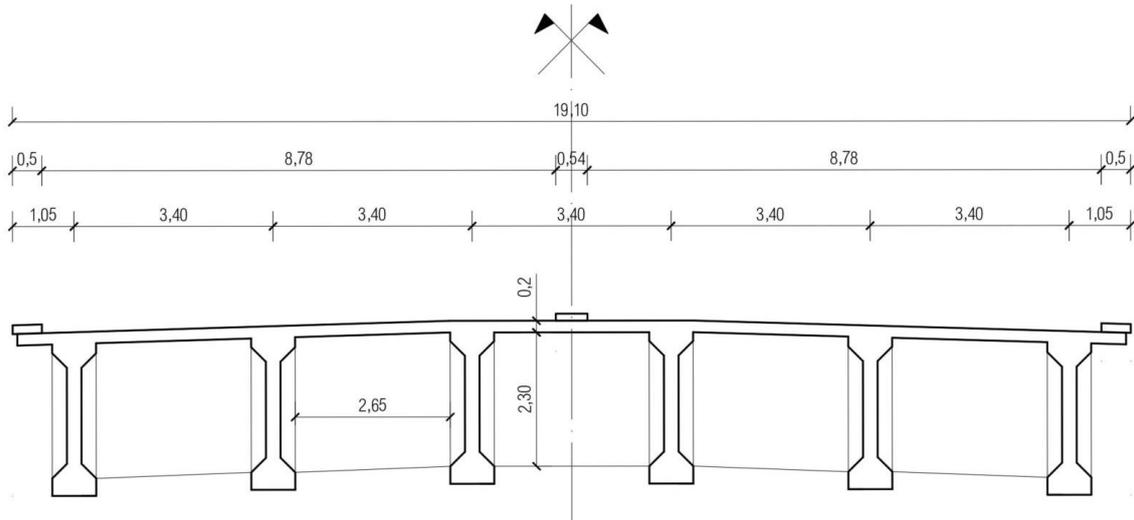


Figura 22 - Impalcato - Sezione trasversale

## 2.4 La strumentazione di monitoraggio

Su alcune campate del viadotto è stato installato un sistema di monitoraggio costituito da inclinometri a barra di 2 m ed estensimetri a corda vibrante. In particolare, per quanto riguarda gli inclinometri, sulla campata analizzata sono stati installati due sensori per ciascuna delle quattro travi centrali, uno sul lato nord e uno sul lato sud. Gli estensimetri, invece, sono installati sulle due travi longitudinali immediatamente adiacenti a quelle di bordo. Tuttavia i loro dati non sono disponibili e pertanto non sono stati considerati nel presente studio.

In Figura 23 si mostra la disposizione dei sensori installati. Gli inclinometri sono rappresentati in verde, mentre gli estensimetri in rosso. Ogni inclinometro viene indicato con un codice del tipo EL-C23-T2-N, dove il primo gruppo di lettere specifica il tipo di strumento (gli inclinometri sono indicati con EL, mentre gli estensimetri con SG), il secondo e terzo gruppo indicano rispettivamente il numero della campata e il numero della trave. Il quarto e ultimo gruppo indica infine il lato della campata su cui è posizionato il sensore: Nord, Sud o Centro (per gli estensimetri).

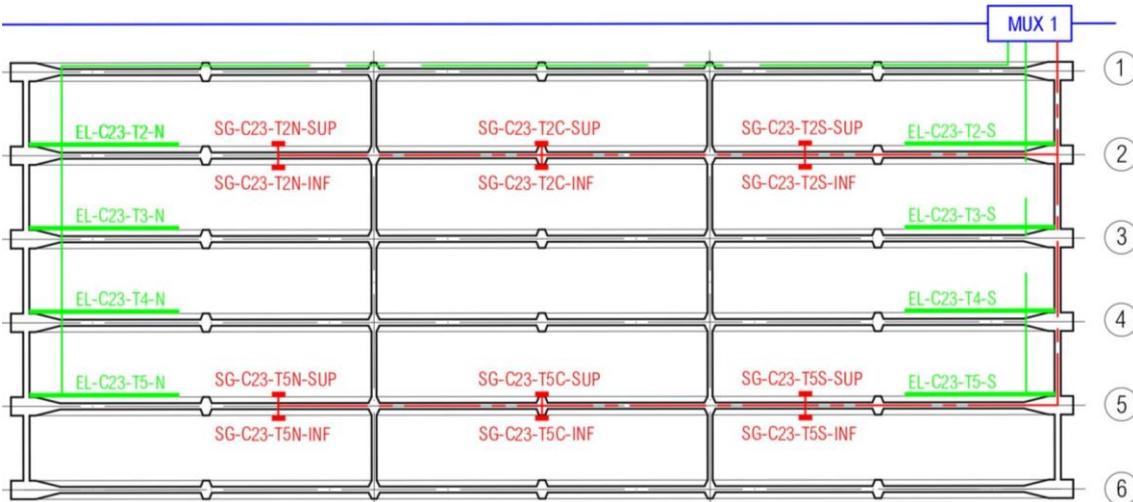


Figura 23 - Disposizione dei sensori sulle travi

## 2.5 Prove di carico

Sulla campata in esame sono state svolte due prove di carico che hanno consentito di tarare la strumentazione di monitoraggio. Nella prima prova si sono simulati carichi di modesta entità applicando 8 autovetture di peso pari a 1,6 tonnellate ciascuna. Nella seconda prova si è invece sollecitato l'impalcato con mezzi pesanti, utilizzando 4 automezzi di peso pari a 34 tonnellate ciascuno. Per entrambe le prove l'eccentricità del carico (distanza tra l'asse dei veicoli e il centro dell'impalcato) è pari a 6,80 m.

### 2.5.1 Articolazione delle prove

Le due prove sono entrambe costituite da due diverse fasi di carico il cui scopo è generare i massimi effetti sull'impalcato.

Nella prova di carico con mezzi leggeri sono usate 8 autovetture da 1,6 ton ciascuna. La fase 1 prevede l'introduzione di quattro di queste, mentre nella fase 2 sono presenti tutte. Nella prima fase di carico le quattro autovetture sono allineate spalla contro spalla sulla corsia più esterna in corrispondenza della mezzeria dell'impalcato. Nella fase 2 le

altre quattro autovetture vengono allineate sulla stessa corsia, accodandosi alle precedenti con le stesse modalità di allineamento (Figura 24).

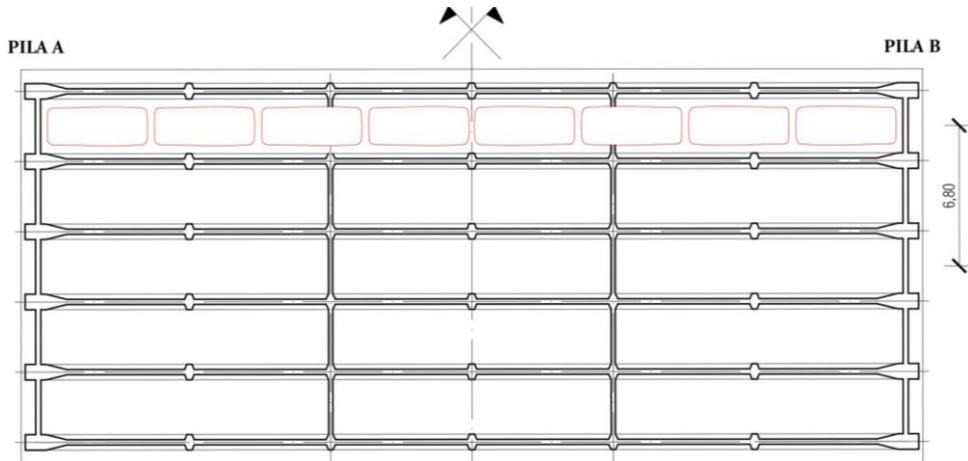


Figura 24 - Disposizione autovetture

Terminata la prima fase di carico si effettuano le letture su ognuno degli undici punti di controllo, a distanza di 10 minuti l'una dall'altra, per un totale di 30 minuti. Al termine della seconda fase di carico, le letture sono ripetute in maniera analoga. Il processo di scarico dell'impalcato avviene analogamente alla fase di carico e al termine di questo vengono effettuate letture per altri 60 minuti.

La prova con mezzi pesanti si svolge secondo le medesime modalità della prova con mezzi leggeri. L'unica differenza sta nel fatto che nella fase 1 i veicoli pesanti, disposti spalla contro spalla, sono due, mentre nella fase 2 sono quattro (Figura 25).

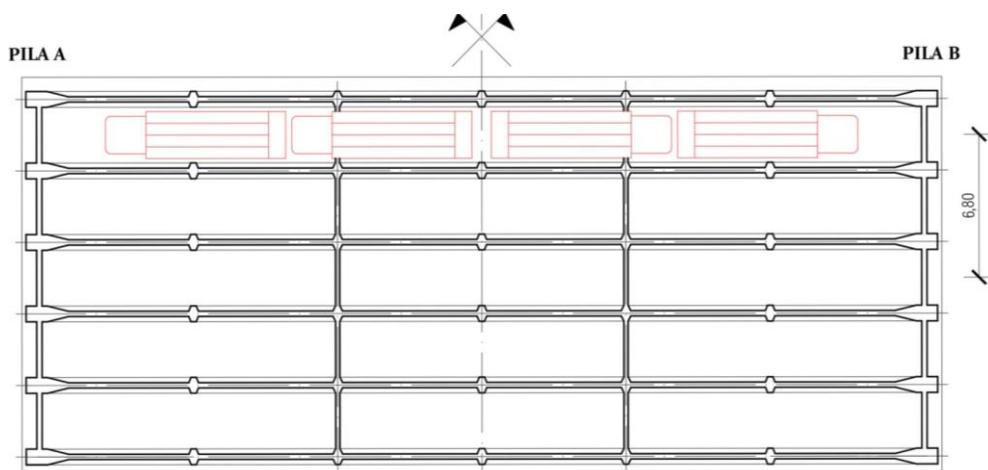


Figura 25 - Disposizione automezzi pesanti

Attraverso tali prove si sono registrate le misurazioni effettuate dagli inclinometri e dagli estensimetri, la temperatura e sono stati monitorati gli spostamenti verticali di undici punti di controllo attraverso una livellazione topografica di precisione all'estradosso dell'impalcato (Figura 26).

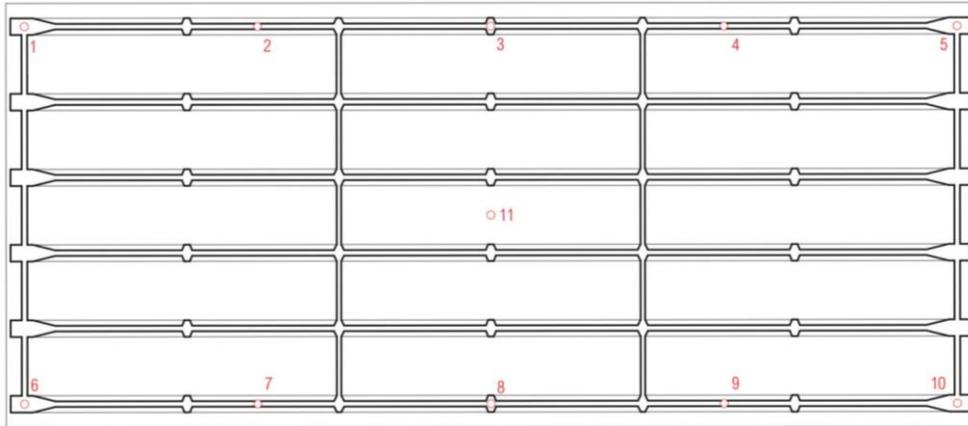


Figura 26 - Punti di controllo per il monitoraggio degli spostamenti verticali

Si riportano di seguito le rotazioni massime registrate da ciascun inclinometro durante la fase 2 della prova con mezzi pesanti.

Trave longitudinale	Inclinometri	Rotazioni misurate [mrad]
TL2	EL-C23-T2-N	-0,53
	EL-C23-T2-S	-0,52
TL3	EL-C23-T3-N	-0,36
	EL-C23-T3-S	-0,32
TL4	EL-C23-T4-N	-0,15
	EL-C23-T4-S	-0,20
TL5	EL-C23-T5-N	≈ 0
	EL-C23-T5-S	≈ 0

Tabella 1 - Rotazioni massime registrate

Infine, per quanto riguarda la convenzione dei segni delle rotazioni, si sono assunte negative quelle che comportano un'inflexione verso il basso dell'impalcato (Figura 27).



Figura 27 - Verso positivo delle rotazioni

## 2.6 Il modello agli elementi finiti

Il modello agli elementi finiti del viadotto in esame è stato realizzato mediante il software di calcolo DIANA FEA nell'ambito della tesi di laurea *“Modellazione non lineare di un impalcato da ponte a graticcio soggetto a danneggiamento”* di Fratarcangeli Diego [7].

Si tratta di un modello non lineare, completo di tutte le parti dell'impalcato, la cui taratura e validazione è stata basata sulle massime rotazioni misurate dagli inclinometri durante la prova di carico con mezzi pesanti. In particolare, per una corretta taratura del modello, è stata eseguita un'analisi non lineare a fasi fino al tempo di 49 anni, età del viadotto al momento delle prove di carico, al fine di simulare le reali condizioni dell'impalcato.

In Figura 28 si riporta una vista della geometria del modello completo realizzato su DIANA.

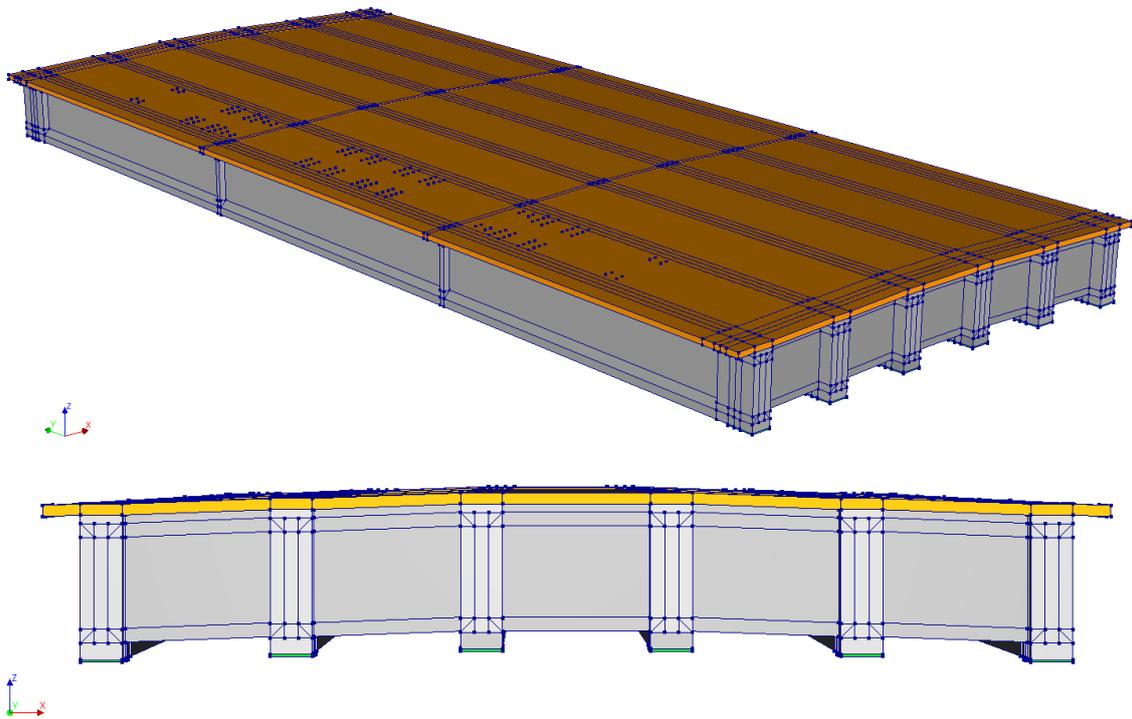


Figura 28 - Geometria del modello

Per tutte le altre informazioni relative alla geometria dell'impalcato, alla disposizione delle armature, ai materiali, ai vincoli, alla mesh e ai carichi si rimanda a [7].

## **Capitolo 3**

### **Simulazione scenari di danno sul viadotto in esame**

Come accennato nei capitoli precedenti, negli ultimi decenni la valutazione della sicurezza dei ponti esistenti è diventata un problema rilevante per gli enti proprietari o gestori di tali infrastrutture. Questo perché un numero considerevole di ponti in servizio evidenzia carenze strutturali e funzionali e risulta essere inadeguato verso i requisiti prestazionali sempre più gravosi richiesti dalle normative attuali sia in termini di volume di traffico sia di sicurezza strutturale. In particolare, gli impalcati con travi precomprese in calcestruzzo armato fanno parte di quella categoria di opere che manifestano maggiormente fenomeni di danneggiamento legati al degrado dei materiali.

L'individuazione di tali danneggiamenti viene effettuata attraverso ispezioni periodiche ordinarie e straordinarie e mediante l'uso di sistemi di monitoraggio strutturale. Quando viene riscontrato un danno è necessario quindi procedere con una valutazione della sicurezza al fine di stabilire se l'opera possa o meno continuare nel suo esercizio senza interventi o se siano necessarie limitazioni o cautele nell'uso fino al completo ripristino delle criticità riscontrate.

In questo capitolo vengono simulati e analizzati vari scenari di danno in relazione al viadotto oggetto di studio. In particolare, per ciascun danno si sono condotti due studi distinti.

Nel primo viene valutata la risposta e la resistenza ultima dell'impalcato soggetto ad un incremento dei carichi fino al collasso. Obiettivo di tale analisi è comprendere se il danneggiamento applicato di volta in volta costituisca un reale rischio per la sicurezza del viadotto tale da richiedere più o meno immediati interventi di limitazione del traffico e ripristino della sicurezza.

Nel secondo, gli stessi danneggiamenti vengono di volta in volta applicati sul modello agli elementi finiti sollecitato non con i carichi di stato limite ultimo incrementati fino al collasso, ma bensì con i carichi della prova di carico con mezzi pesanti eseguita sul viadotto con acquisizione di dati da parte degli inclinometri a barra installati. Lo scopo di quest'ultimo studio è quello di verificare, attraverso il confronto dei differenziali di rotazione e spostamento del ponte sano con i vari modelli danneggiati, la capacità del sistema di monitoraggio installato sul viadotto di rilevare i danneggiamenti e segnalare tempestivamente tali anomalie.

### 3.1 Materiali

Per quanto concerne i materiali, ciascun danneggiamento, nei modelli a collasso, è stato modellato sia con le resistenze dei materiali medie sia con le resistenze dei materiali caratteristiche. Nei modelli per le prove di carico, invece, i danneggiamenti sono stati modellati tenendo conto solo delle resistenze medie (Tabella 2).

Descrizione	Resistenze medie	Resistenze caratteristiche
Modelli per analisi a collasso	✓	✓
Modelli per prove di carico	✓	✗

Tabella 2 - Modellazione danneggiamenti

Le varie proprietà dei materiali sono state ottenute mediante una campagna di indagini in situ che ha portato al prelievo di carote cilindriche di calcestruzzo e provini di armatura metallica per le armature lente e per i trefoli da pre-tensione. Nessun campione è stato prelevato per i cavi da post-tensione.

Dai risultati delle prove di laboratorio sono state effettuate le operazioni di media, ottenendo così le proprietà medie dei materiali costituenti il viadotto. Queste ultime sono state poi utilizzate per la valutazione delle restanti proprietà caratteristiche sulla base delle formulazioni presenti nel Model Code 2010 [8] e nell'EN 1992-1-1 [9].

### 3.1.1 Calcestruzzo

Nelle seguenti Tabelle 3 e 4 sono riportate le proprietà meccaniche del calcestruzzo delle travi prefabbricate e della soletta utilizzate nella modellazione su DIANA.

Descrizione	Simbolo	Valore [Mpa]
Modulo elastico	$E_{cm}$	38339
Resistenza a compressione media	$f_{cm}$	57
Resistenza a compressione caratteristica	$f_{ck}$	48
Resistenza a trazione	$f_{ctm}$	4

Tabella 3 - Proprietà calcestruzzo travi prefabbricate

Descrizione	Simbolo	Valore [Mpa]
Modulo elastico	$E_{cm}$	36400
Resistenza a compressione media	$f_{cm}$	49
Resistenza a compressione caratteristica	$f_{ck}$	44
Resistenza a trazione	$f_{ctm}$	3.5

Tabella 4 - Proprietà calcestruzzo soletta

### 3.1.2 Armature

Nelle Tabelle 5, 6 e 7 sono riportate le proprietà meccaniche rispettivamente dell'acciaio per armatura lenta, dell'acciaio armonico per trefoli pre-tesi e dell'acciaio armonico per cavi post-tesi.

Descrizione	Simbolo	Valore [Mpa]
Modulo elastico	$E_s$	200000
Tensione di rottura media	$f_{um}$	575
Tensione di rottura caratteristica	$f_{uk}$	542.6
Tensione di snervamento media	$f_{ym}$	425
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk}$	383

Tabella 5 - Proprietà acciaio armatura lenta

Descrizione	Simbolo	Valore [Mpa]
Modulo elastico	$E_s$	195000
Tensione di rottura media	$f_{ptm}$	1818
Tensione di rottura caratteristica	$f_{ptk}$	1629
Tensione di snervamento media	$f_{pym}$	1636
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{pyk}$	1466

Tabella 6 - Proprietà acciaio trefoli pre-tesi

Descrizione	Simbolo	Valore [Mpa]
Modulo elastico	$E_s$	195000
Tensione di rottura media	$f_{ptm}$	1700
Tensione di rottura caratteristica	$f_{ptk}$	1569
Tensione di snervamento media	$f_{pym}$	1530
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{pyk}$	1412

Tabella 7 - Proprietà acciaio cavo post-teso

## 3.2 Analisi non lineare a fasi

Su tutti i modelli realizzati è stata eseguita un'analisi a fasi non lineare nella quale si sono presi in considerazione tutti gli aspetti non lineari del problema. Le fasi costruttive del viadotto, e quindi la sua storia di carico, sono state dedotte dalla relazione di calcolo dell'impalcato.

### 3.2.1 Modelli per analisi a collasso

La simulazione dei vari danneggiamenti e la conseguente valutazione del carico di collasso è stata eseguita applicando al modello agli elementi finiti le azioni definite in accordo con le NTC 2018 e combinate secondo la combinazione fondamentale di stato limite ultimo (SLU) [10]:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + ..$$

In particolare, le azioni considerate sono così suddivise:

- Carichi permanenti: strutturali, non strutturali (portati), precompressioni, spostamenti e deformazioni impresse (compreso il ritiro);
- Carichi variabili: vento, traffico (sull'impalcato è stato applicato lo Schema di Carico 1 in accordo con le NTC 18).

Si riporta di seguito la storia di carico relativa al viadotto in esame (Tabella 8). Si evidenzia che, il tempo 17885 giorni identifica l'età effettiva del ponte al momento dello

studio (49 anni). In corrispondenza di questo tempo l'impalcato viene considerato chiuso al traffico e soggetto ai soli carichi permanenti in valore caratteristico.

Fase	Tempo [giorni]	Sezione reagente	Carichi
1	0	Trave	Peso proprio trave ( $G_1$ ) Pretensione ( $P_1$ )
2	28	Trave + traversi	Peso proprio traversi ( $G_4$ )
3	56	Trave + traversi	Post-tensione traversi ( $P_3$ )
	60	Trave + traversi	Peso proprio soletta ( $G_2$ )
4	70	Trave + traversi + soletta	-
5	90	Trave + traversi + soletta	Post-tensione trave ( $P_2$ )
	100	Trave + traversi + soletta	Post-tensione soletta ( $P_4$ )
	130	Trave + traversi + soletta	Peso pavimentazione e barriere ( $G_3+G_5$ )
6	...	...	...
	17885	Trave + traversi + soletta + danno	-
	17886	Trave + traversi + soletta + danno	Introduzione dei $\gamma_i$ per lo SLU
	17886 <sup>+</sup>	Trave + traversi + soletta + danno	Incremento dei $\gamma_i$ fino a collasso

Tabella 8 - Storia di carico del viadotto

Nei tempi successivi vengono aggiunte le azioni variabili e si impone la condizione di stato limite ultimo sulla base della combinazione fondamentale introdotta in precedenza. Nella fattispecie, per raggiungere tale condizione di stato limite ultimo si è realizzato il processo di carico descritto in Tabella 9.

Step	Giorni	Descrizione	Riferimento grafici
1	17885	Carichi permanenti caratteristici	$\gamma_G=1, \gamma_{LM}=0, \gamma_W=0$
2	17887	Applicazione del fattore $\gamma_G$ per lo SLU	$\gamma_G=1.35, \gamma_{LM}=0, \gamma_W=0$
3	17888	Carichi variabili caratteristici combinati	$\gamma_G=1.35, \gamma_{LM}=1, \gamma_W=0.6$
4	17888.5	Applicazione del fattore $\gamma_Q$ per lo SLU	$\gamma_G=1.35, \gamma_{LM}=1.35, \gamma_W=0.9$

Tabella 9 - Processo di carico per definire condizione di SLU

Come si può notare, il processo di carico che porta alla definizione della condizione di SLU avviene in un range temporale molto breve che consente di considerare trascurabili gli effetti dei fenomeni reologici di creep e ritiro del calcestruzzo e rilassamento degli acciai da precompressione.

La sequenza di carico appena descritta viene di seguito riportata in Figura 29.

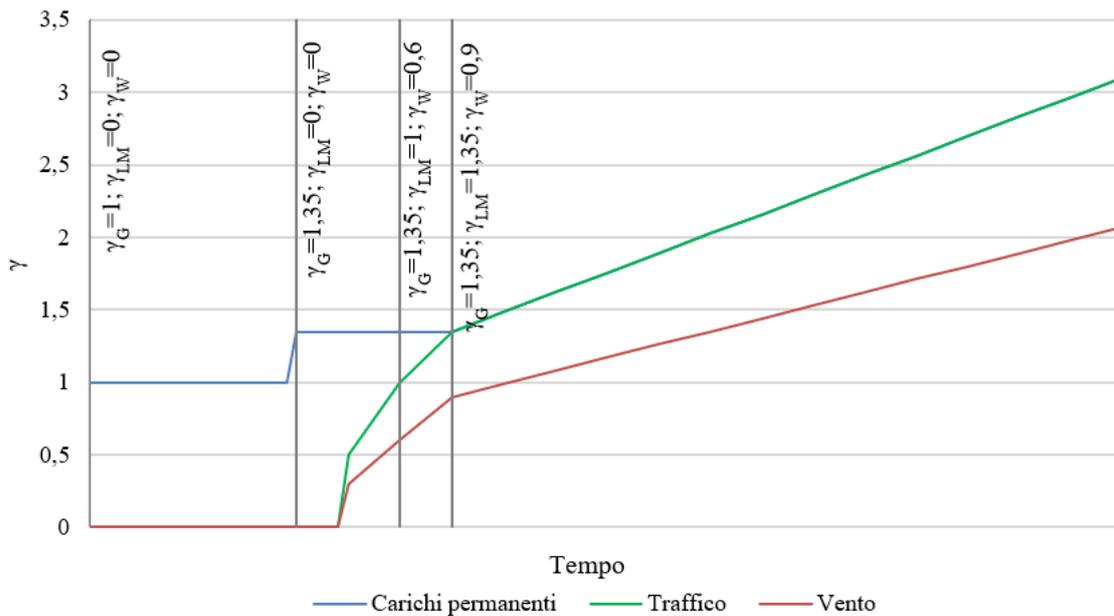


Figura 29 - Processo di carico per il raggiungimento del carico limite

Infine, si riportano le ipotesi per l'equilibrio assunte nella definizione del modello sul software DIANA FEA:

- Metodo di integrazione Standard Newton-Raphson basato sull'ipotesi di approssimazione lineare;
- Criterio di convergenza basato su spostamenti ed equilibrio delle forze con massimo numero di iterazioni pari a 100;
- Step di carico definiti in accordo con le fasi costruttive dell'opera.

Si precisa che, per ciascuno step di carico, l'equilibrio risulta essere raggiunto quando viene soddisfatto almeno uno dei due criteri di convergenza entro il massimo numero di iterazioni consentite.

### 3.2.2 Valutazione della sicurezza

La valutazione della sicurezza delle strutture in calcestruzzo armato richiede delle metodologie che siano in grado di soddisfare i requisiti di sicurezza definiti dai codici di calcolo [11]. A tal proposito, nel corso degli anni sono state sviluppate delle metodologie

appropriate per eseguire le verifiche di sicurezza allo stato limite ultimo mediante analisi non lineari agli elementi finiti (NLFEA) [8] [12] [13].

In particolare, il Global Resistance Format (GRF) (vedere fib Model Code 2010 [8] e Allaix et al. 2013 [12]) si occupa delle incertezze associate al comportamento strutturale, secondo l'approccio degli stati limite, a livello di risposta strutturale globale. Secondo il GRF, la resistenza strutturale può essere rappresentata da qualsiasi parametro in grado di descrivere la risposta globale della struttura alle azioni (capacità portante, spostamenti, fattori moltiplicativi del carico ultimo, accelerazioni, ecc.).

Per la stima del valore di progetto della resistenza strutturale  $R_d$ , le diverse fonti di incertezza vengono prese in considerazione attraverso l'utilizzo di opportuni coefficienti parziali di sicurezza. Tali coefficienti di sicurezza riflettono l'influenza che le incertezze esercitano nella determinazione della risposta strutturale globale a seconda della loro natura. In particolare, queste incertezze si dividono in:

- Incertezze aleatorie: si riferiscono alla casualità intrinseca delle proprietà dei materiali (resistenza a compressione del calcestruzzo e tensione di snervamento delle armature) e delle proprietà geometriche (dimensione degli elementi strutturali, spessore del copriferro, disposizione delle armature);
- Incertezze epistemiche: sono legate alla mancanza di conoscenza, alle semplificazioni e alle assunzioni eseguite nella definizione del modello di resistenza. Infatti, molto spesso si ricorre a delle "ipotesi di modellazione" quando si vanno ad eseguire analisi non lineari agli elementi finiti (NLFEA) [14] [15]. Tali ipotesi raccolgono per esempio la modalità di valutazione dell'equilibrio (il metodo adottato per risolvere il sistema di equazioni non lineare come, ad esempio, il metodo Newton-Raphson, i criteri di convergenza), della compatibilità cinematica (tipo e formulazione degli elementi finiti) e delle leggi costitutive dei materiali.

In linea con il GRF, la condizione di sicurezza può essere espressa come segue:

$$R_d \geq F_d$$

Dove il valore di progetto delle azioni  $F_d$  può essere definito in accordo alle NTC 2018 [10], mentre il valore di progetto della resistenza strutturale  $R_d$  può essere stimato tramite un modello non lineare agli elementi finiti con l'applicazione di un safety format, basato sul Global Resistance Format, secondo la seguente espressione:

$$R_d = \frac{R_{NLFEA}(X_{rep}; a_{rep})}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd}}$$

In quest'ultima equazione,  $R_{NLFEA}(X_{rep}; a_{rep})$  indica la resistenza strutturale stimata mediante l'analisi non lineare agli elementi finiti utilizzando i valori rappresentativi delle caratteristiche dei materiali  $X_{rep}$  e delle proprietà geometriche  $a_{rep}$ . Il livello di affidabilità strutturale interviene per mezzo di due fattori parziali di sicurezza:

- *Fattore parziale di sicurezza della resistenza globale  $\gamma_R$* : tiene conto, a livello globale, dell'influenza delle incertezze aleatorie legate alle proprietà dei materiali e alla geometria. Esso può essere determinato nel rispetto di uno specifico livello di affidabilità secondo la metodologia descritta dal safety format adottato [8] [12] [16];
- *Fattore parziale di sicurezza di incertezza del modello di resistenza  $\gamma_{Rd}$* : tiene conto dell'incertezza epistemica legata a semplificazioni, ipotesi e scelte eseguite per definire il modello numerico non lineare. Questo fattore di sicurezza parziale è indipendente dal safety format adottato per effettuare la verifica strutturale [8] [12] [17].

Nel presente studio, in linea con l'approccio del GRF, si è adottato il safety format denotato come ECoV (Estimation of the Coefficient of Variation) [8] [13] [18] per eseguire la verifica di sicurezza.

Il metodo di stima del coefficiente di variazione (ECov) consente di stimare il valore di progetto della resistenza strutturale  $R_d$  come segue:

$$R_d = \frac{R_{NLFEA}(X_m; a_{nom})}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd}}$$

Dove  $R_{NLFEA}(X_m; a_{nom})$  rappresenta la resistenza strutturale stimata da una simulazione numerica non lineare eseguita utilizzando i valori medi delle proprietà dei materiali ( $X_m$ ) e i valori nominali delle proprietà geometriche ( $a_{nom}$ );  $\gamma_R$  è il fattore parziale di sicurezza della resistenza globale e  $\gamma_{Rd}$  è il fattore parziale di sicurezza legato all'incertezza del modello di resistenza.

Il metodo ECoV si basa sulle ipotesi che la variabile casuale associata alla resistenza strutturale sia distribuita log-normalmente e che il valore medio correlato sia quasi uguale al valore di  $R_{NLFEA}(X_m; a_{nom})$ . Secondo queste ipotesi, il fattore parziale di sicurezza della resistenza globale  $\gamma_R$  può essere stimato secondo la seguente espressione:

$$\gamma_R = \exp(\alpha_R \cdot \beta_t \cdot V_R)$$

Dove  $V_R$  è il coefficiente di variazione della distribuzione probabilistica associato alla resistenza strutturale;  $\alpha_R$  è il fattore di sensibilità di primo ordine del metodo di affidabilità (FORM: first-order-reliability-method) assunto uguale a 0,8 come suggerito dal fib Model Code 2010 [8] per le variabili dominanti;  $\beta_t$  è il valore di riferimento dell'indice di affidabilità che consente di tenere conto del livello di affidabilità richiesto per la struttura studiata.

Sulla base dell'ipotesi che la resistenza strutturale possa essere assunta come una variabile distribuita log-normalmente, il valore di  $V_R$  può essere stimato come:

$$V_R = \frac{1}{1.65} \ln \left( \frac{R_{NLFEA}(X_m; a_{nom})}{R_{NLFEA}(X_k; a_{nom})} \right)$$

Dove  $R_{NLFEA}(X_k; a_{nom})$  rappresenta la resistenza strutturale stimata da una simulazione numerica non lineare eseguita utilizzando i valori caratteristici delle proprietà dei materiali ( $X_k$ ) e i valori nominali delle proprietà geometriche ( $a_{nom}$ ).

In questo modo, la resistenza strutturale  $R_d$  è un parametro in grado di descrivere la capacità ultima della struttura rispetto alla combinazione di SLU adottata per effettuare la simulazione numerica non lineare. In particolare, la resistenza strutturale  $R_d$  viene qui

valutata in termini di moltiplicatore applicato ai carichi agenti sull'impalcato nel momento del raggiungimento del collasso.

### 3.2.3 Modelli per prove di carico

Per i modelli con i carichi della prova di carico con mezzi pesanti, invece, la storia di carico è quella riportata in Tabella 10.

Fase	Tempo [giorni]	Sezione reagente	Carichi
1	0	Trave	Peso proprio trave ( $G_1$ ) Pretensione ( $P_1$ )
2	28	Trave + traversi	Peso proprio traversi ( $G_4$ )
3	56	Trave + traversi	Post-tensione traversi ( $P_3$ )
	60	Trave + traversi	Peso proprio soletta ( $G_2$ )
4	70	Trave + traversi + soletta	-
5	90	Trave + traversi + soletta	Post-tensione trave ( $P_2$ )
	100	Trave + traversi + soletta	Post-tensione soletta ( $P_4$ )
6	130	Trave + traversi + soletta	Peso pavimentazione e barriere ( $G_3+G_5$ )
...	...	...	...
7	17885	Trave + traversi + soletta + danno	-
8	17886	Trave + traversi + soletta + danno	Peso mezzi pesanti ( $Q_1$ )

Tabella 10 - Storia di carico modelli per prove di collaudo

### 3.3 I danneggiamenti

Vengono di seguito riportati i vari danneggiamenti applicati al modello su DIANA del viadotto in esame. Per ciascuna tipologia di danno sono analizzati rispettivamente i dati del modello portato al collasso, con resistenze dei materiali medie e caratteristiche, e del modello caricato con i mezzi pesanti usati per la prova di carico, con resistenze dei materiali medie.

In primis si riportano tuttavia le informazioni principali relative al modello sano, che costituisce la base a partire dalla quale si sono simulati i diversi danneggiamenti e si sono analizzati i cambiamenti nella risposta strutturale.

### 3.3.1 Modello sano

#### Analisi a collasso

Nelle tabelle 11 e 12 si riportano i valori del massimo fattore  $\gamma$  raggiunto dall'impalcato incrementando la condizione di SLU fino al raggiungimento del collasso.

Tempo [giorni]	Incremento di carico	$\gamma_G = \gamma_{LM}$	$\gamma_W$
17893.6	+ 102 % Rispetto alla combinazione SLU	2.727	1.818
17893.8	+ 106 % Rispetto alla combinazione SLU	NON CONVERGE	

Tabella 11 - Modello sano - Resistenze medie – moltiplicatore di collasso

Tempo [giorni]	Incremento di carico	$\gamma_G = \gamma_{LM}$	$\gamma_W$
17892.6	+ 82 % Rispetto alla combinazione SLU	2.457	1.638
17892.8	+ 86 % Rispetto alla combinazione SLU	NON CONVERGE	

Tabella 12 - Modello sano - Resistenze caratteristiche – moltiplicatore di collasso

In questo caso l'impalcato giunge a collasso per il raggiungimento della massima resistenza a compressione del calcestruzzo all'estradosso della soletta in corrispondenza della mezzeria della corsia convenzionale 1 (lane 1) (Figura 33) e per il raggiungimento della massima resistenza a trazione del calcestruzzo sull'intera sezione della trave longitudinale TL1 e all'intradosso della soletta (Figura 30, Figura 31, Figura 32). In corrispondenza della condizione di collasso, inoltre, i trefoli e il cavo post-teso della trave longitudinale TL1 raggiungono livelli di tensione molto vicini ai limiti delle loro resistenze (Figura 34 e Figura 36).

#### Valutazione della sicurezza strutturale

Come spiegato al paragrafo 3.2.2, il safety format adottato nel presente studio per la valutazione della sicurezza strutturale è l'ECov (Estimation of the Coefficient of Variation).

Per la valutazione della sicurezza sono state assunte le seguenti ipotesi:

- Valore di riferimento per l'indice di affidabilità  $\beta_t = 3,8$  (fattori di sensibilità correlati  $\alpha_R = 0,8$  per le variabili dominanti e  $\alpha_R = 0,32$  per le variabili non

dominanti) per lo scenario legato a normali conseguenze in caso di collasso in 50 anni di vita [19];

- La combinazione delle azioni allo stato limite ultimo include le azioni permanenti G e P, l'azione del traffico e quella del vento:

$$F_d = \gamma_G \cdot G + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2}$$

- La simulazione numerica viene effettuata aumentando proporzionalmente la combinazione di carico di SLU appena riportata;
- La resistenza strutturale  $R_d$  è un parametro in grado di descrivere la capacità ultima della struttura rispetto alla combinazione delle azioni allo SLU adottata per effettuare la simulazione numerica non lineare. In particolare, la resistenza strutturale  $R_d$  viene qui valutata in termini di moltiplicatore  $\lambda_u$  (applicato ai carichi permanenti, ai carichi da traffico e all'azione del vento) raggiunto dall'analisi non lineare nell'ultima fase di carico che soddisfi i criteri di convergenza numerica:

$$R_{NLFEA} \begin{cases} \lambda_{G,u} \cdot G \\ \lambda_{LM,u} \cdot LM \\ \lambda_{Wind,u} \cdot W \end{cases}$$

Sulla base delle ipotesi sopra menzionate, il valore progettuale della resistenza strutturale  $R_d$  può essere stimato come:

$$R_d = \frac{\lambda_{G,u}(X_m; a_{nom})}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd}} \cdot G + \frac{\lambda_{LM,u}(X_m; a_{nom})}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd}} \cdot LM + \frac{\lambda_{Wind,u}(X_m; a_{nom})}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd}} \cdot W = \lambda_d$$

Di conseguenza, la condizione di sicurezza può essere espressa come:

$$\lambda_d \geq \gamma_{SLU}$$

In virtù di quanto appena discusso, si riporta la verifica di affidabilità effettuata per il caso di impalcato sano (Tabella 13).

Dall'analisi dei risultati ottenuti si evince che, nel caso di impalcato sano, la combinazione delle azioni al collasso supera di circa il 39% la condizione di SLU definita.

Tabella 13 - Verifica di affidabilità - Impalcato sano

Impalcato sano	Perm. (G)	Traffic (LM)	Wind (W)
$R_{NLFEA}$ con resistenze medie $\lambda_u(X_m; a_{nom})$	2.727	2.727	1.818
$R_{NLFEA}$ con resistenze caratteristiche $\lambda_u(X_k; a_{nom})$	2.46	2.46	1.638
Coefficiente di variazione $V_R - ECoV$		0.063	
Fattore di sicurezza della resistenza globale $\gamma_R$		1.21	
Fattore di sicurezza di incertezza modello $\gamma_{Rd}^*$		1.20	
Resistenza di progetto $R_d = \lambda_d$	1.88	1.88	1.25
Azioni di progetto $\gamma$	1.35	1.35	0.9
Verifica $\lambda_d \geq \gamma$	✓	✓	✓

\*Il fattore di sicurezza legato all'incertezza del modello è assunto come valore costante. L'ipotesi è supportata dai riferimenti bibliografici [15] [16] [18] ed è a favore di sicurezza. Il valore di 1,20 è correlato all'indice di affidabilità  $\beta_f=0,38$  e  $\alpha_R=0,32$  (variabile non dominante) per lo scenario legato a normali conseguenze in caso di collasso in 50 anni di vita.

La metodologia di verifica della sicurezza strutturale appena vista per il caso di impalcato sano è stata eseguita con la medesima modalità per tutti gli scenari di danno che si sono andati a simulare sull'opera oggetto di studio.

#### Prova di carico con mezzi pesanti

Di seguito vengono riportati i parametri cinematici, differenziali di spostamento e di rotazione, relativi al modello sano (Tabelle 14 e 15). Tali grandezze sono state confrontate con le stesse misurate dalla strumentazione di monitoraggio durante la prova di collaudo con mezzi pesanti e, per il modello agli elementi finiti, sono da ritenersi pienamente soddisfacenti in quanto rappresentative della reale condizione dell'impalcato.

Parametro	Trave	Differenziale [mm]
Spostamento verticale da estradosso soletta in mezzeria dell'impalcato	TL 1	-10.89
	TL 2	-8.15
	TL 3	-5.15
	TL 4	-2.37
	TL 5	0.02
	TL 6	2.31

Tabella 14 - Differenziali di spostamento – Impalcato sano

Parametro	Trave	Differenziale	
		[mrad]	[ $\cdot 10^{-2}$ ]
Rotazioni longitudinali in appoggio, lato nord	TL 1	0.763	4.372
	TL 2	0.568	3.254
	TL 3	0.362	2.074
	TL 4	0.180	1.031
	TL 5	0.012	0.069
	TL 6	-0.145	-0.831
Rotazioni longitudinali in appoggio, lato sud	TL 1	0.763	4.372
	TL 2	0.568	3.254
	TL 3	0.362	2.074
	TL 4	0.180	1.031
	TL 5	0.012	0.069
	TL 6	-0.145	-0.831
Rotazioni longitudinali in mezzeria	TL 1	0.076	0.435
	TL 2	0.060	0.344
	TL 3	0.032	0.183
	TL 4	0.016	0.092
	TL 5	0.000	0.000
	TL 6	-0.014	-0.080
Rotazioni trasversali in mezzeria	TL 1	-0.264	-1.513
	TL 2	-0.318	-1.822
	TL 3	-0.281	-1.610
	TL 4	-0.260	-1.490
	TL 5	0.246	1.409
	TL 6	0.242	1.387

Tabella 15 - Differenziali di rotazione – Impalcato sano

### 3.3.2 Danno 1

In questo caso si è ipotizzato un danno simultaneo all'intradosso di tutte le travi tramite la rimozione di una striscia di calcestruzzo di dimensioni 75x50x30 cm (Tabella 16).

Trave	Sezione	Danno applicato	Estensione
TL 1	Mezzeria	Rimozione area di calcestruzzo pari a 0.75 x 0.30 m in intradosso	0.50 m
TL 2			
TL 3			
TL 4			
TL 5			
TL 6			

Tabella 16 - Caratteristiche Danno 1

Per i dettagli sulla modellazione e i risultati di tale danneggiamento si rimanda a [7].

### 3.3.3 Danno 2

Con riferimento ai verbali di ispezione trimestrale sul viadotto, sono stati applicati gli ammaloramenti realmente esistenti sulla struttura, caratterizzati prevalentemente da corrosione e/o rottura dell'armatura da precompressione e dell'armatura lenta. In particolare, si è rilevata:

- Rottura di 7 fili del cavo post-teso su un totale di 32;
- Corrosione avanzata di 5 fili del cavo post-teso;
- Rottura di 19 trefoli pre-tesi su un totale di 94 (70 rettilinei e 24 deviati);
- Corrosione avanzata dell'armatura lenta.

La localizzazione e l'estensione di tali danneggiamenti sono riportati in Tabella 17.

Trave	Sezione	Danno rilevato	Danno applicato	Estensione
		Rottura di 7 fili del cavo post-teso Corrosione di 5 fili del cavo post-teso	Rottura di 8 fili del cavo post-teso	2m
TL1	Mezzeria	Rottura di 19 trefoli pre-tesi	Rottura di 19 trefoli pre-tesi	2m
		Corrosione avanzata dell'armatura lenta	Rottura di 4 barre longitudinali in Pos.25	2m

Tabella 17 - Caratteristiche Danno 2

#### Analisi a collasso

Nelle tabelle 18 e 19 si riportano, sia per le resistenze medie che per le caratteristiche, i valori del massimo fattore  $\gamma$  raggiunto dall'impalcato incrementando la condizione di SLU fino al raggiungimento del collasso.

Tempo [giorni]	Incremento di carico	$\gamma_G = \gamma_{LM}$	$\gamma_W$
17892	+ 70 % Rispetto alla combinazione SLU	2.295	1.53
17892.2	+ 74 % Rispetto alla combinazione SLU	NON CONVERGE	

Tabella 18 - Danno 2 - Resistenze medie – moltiplicatore di collasso

Tempo [giorni]	Incremento di carico	$\gamma_G = \gamma_{LM}$	$\gamma_W$
17891.2	+ 54 % Rispetto alla combinazione SLU	2.079	1.386
17891.4	+ 58 % Rispetto alla combinazione SLU	NON CONVERGE	

Tabella 19 - Danno 2 - Resistenze caratteristiche – moltiplicatore di collasso

Di seguito vengono riportati i grafici rappresentativi del confronto tra la risposta strutturale del modello Sano e di quello con Danno 2. In particolare, per ciascuno dei danni modellati, sono state oggetto di confronto le seguenti grandezze strutturali:

- Tensioni a intradosso della trave longitudinale TL1;
- Tensioni a estradosso della trave longitudinale TL1;
- Tensioni a intradosso soletta nella mezzeria della lane 1;
- Tensioni a estradosso soletta nella mezzeria della lane 1;
- Tensioni nei trefoli pre-tesi della trave longitudinale TL1;
- Deformazioni nei trefoli pre-tesi della trave longitudinale TL1;
- Tensioni nel cavo post-teso della trave longitudinale TL1;
- Deformazioni nel cavo post-teso della trave longitudinale TL1;
- Abbassamento della trave longitudinale TL1.

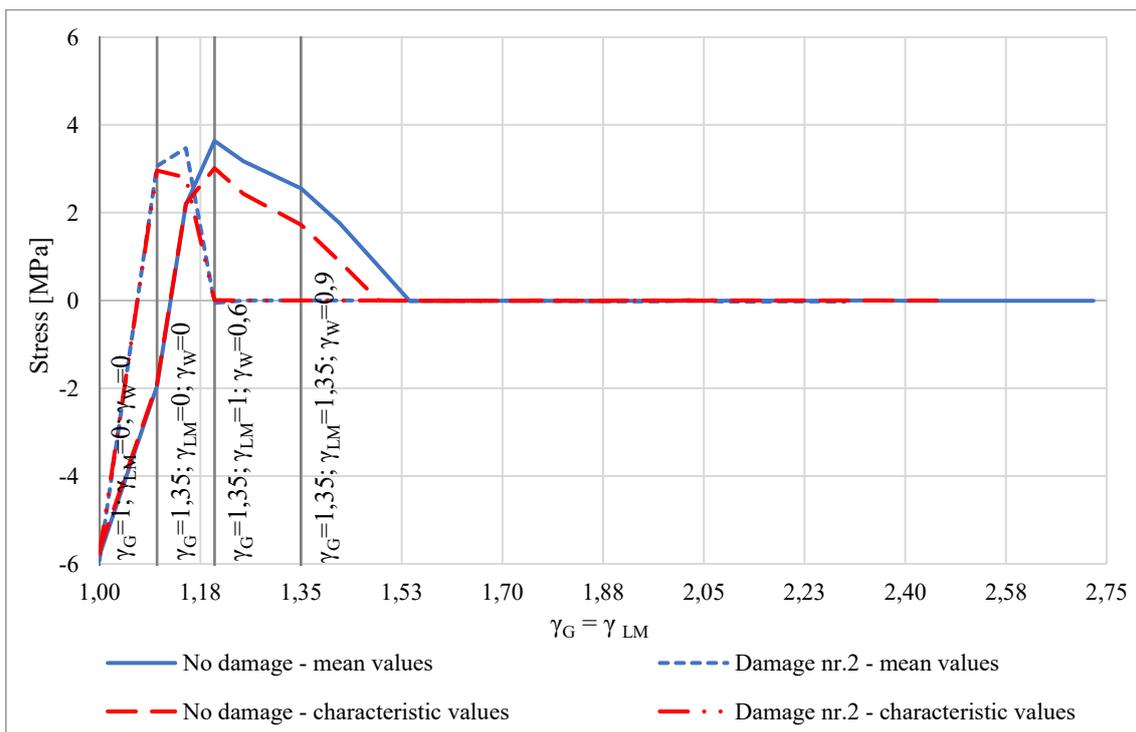


Figura 30 – Tensioni a intradosso trave – Sano-D2

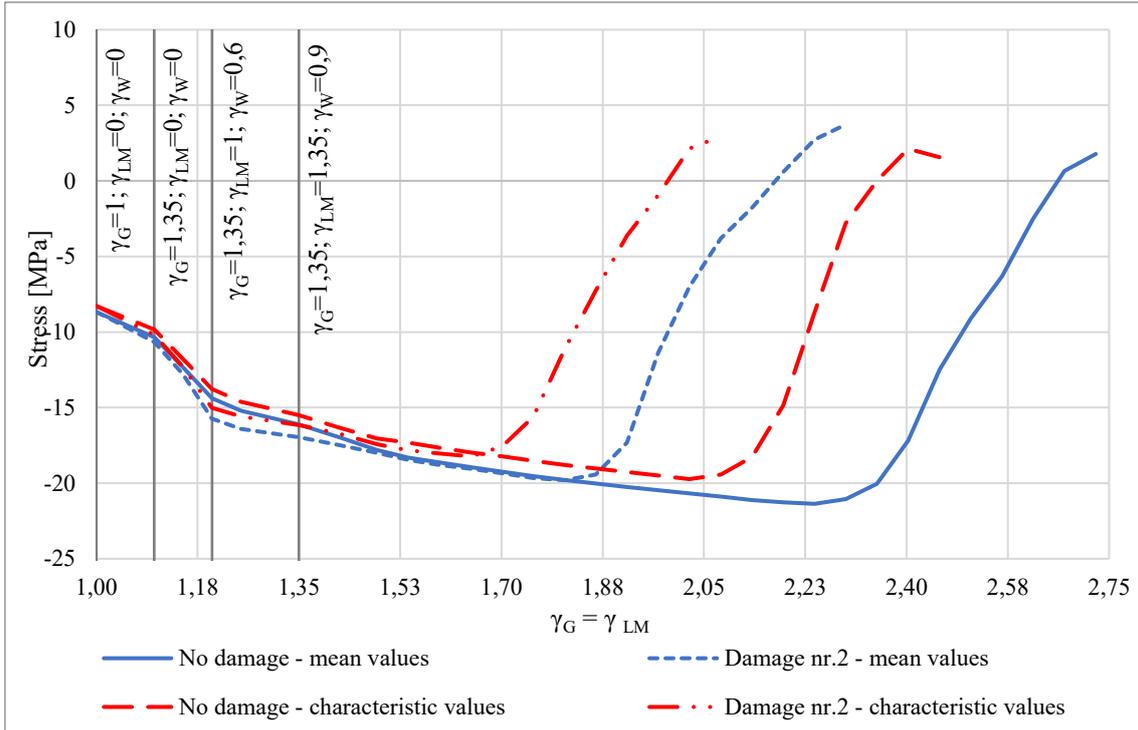


Figura 31 - Tensioni a estradosso trave – Sano-D2

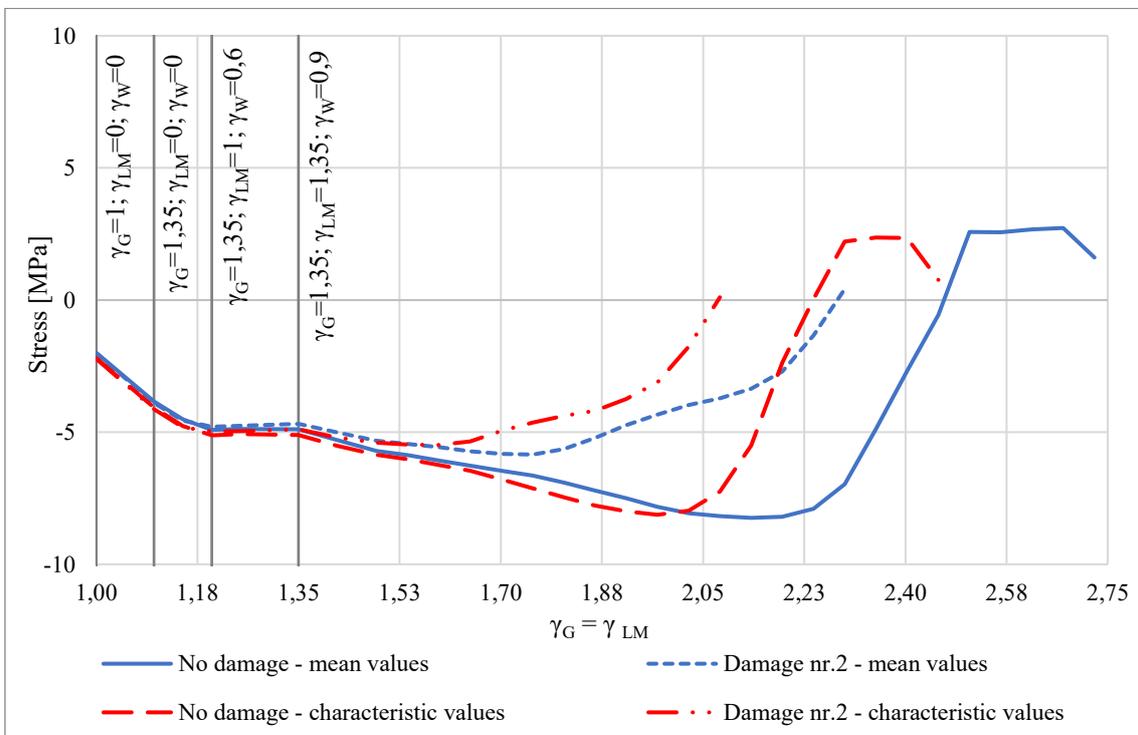


Figura 32 - Tensioni a intradosso soletta - Sano-D2

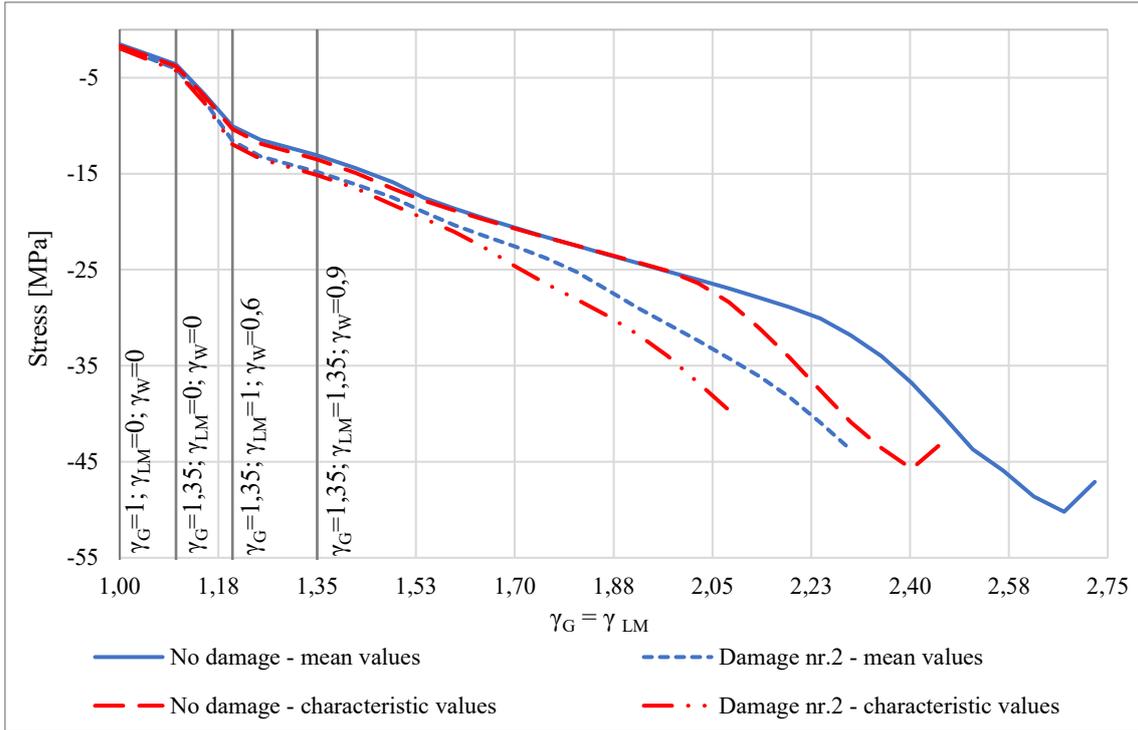


Figura 33 - Tensioni a estradosso soletta - Sano-D2

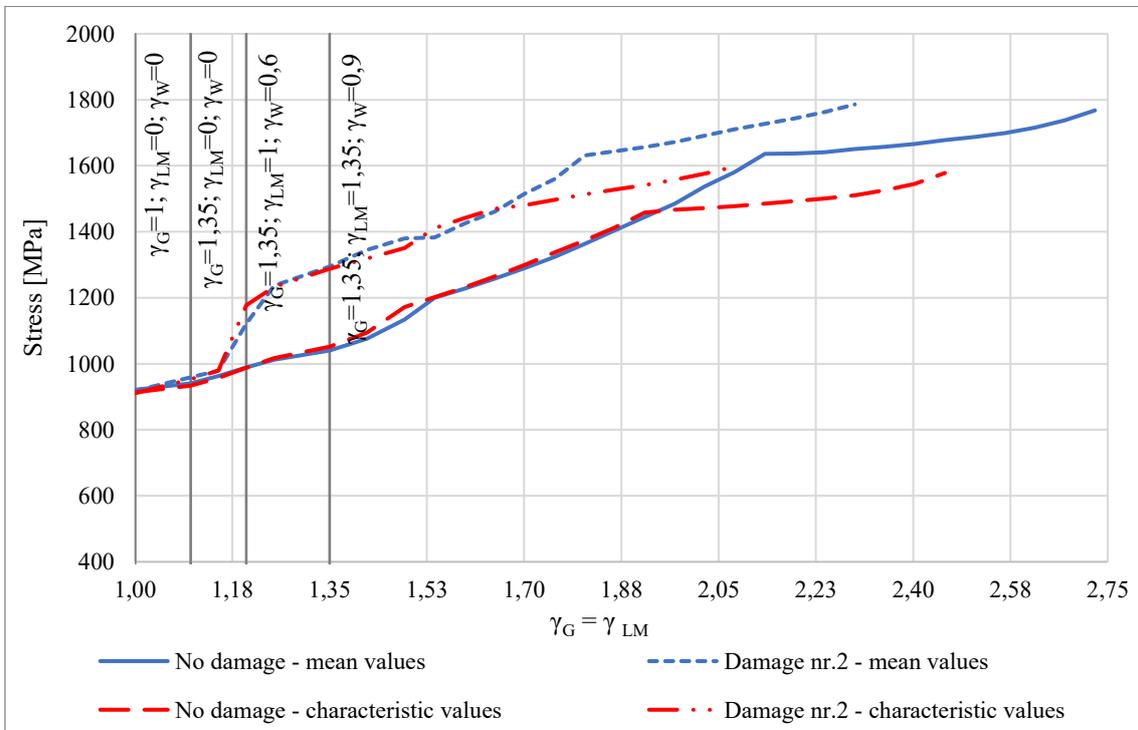


Figura 34 - Tensione trefoli pre-tesi - Sano-D2

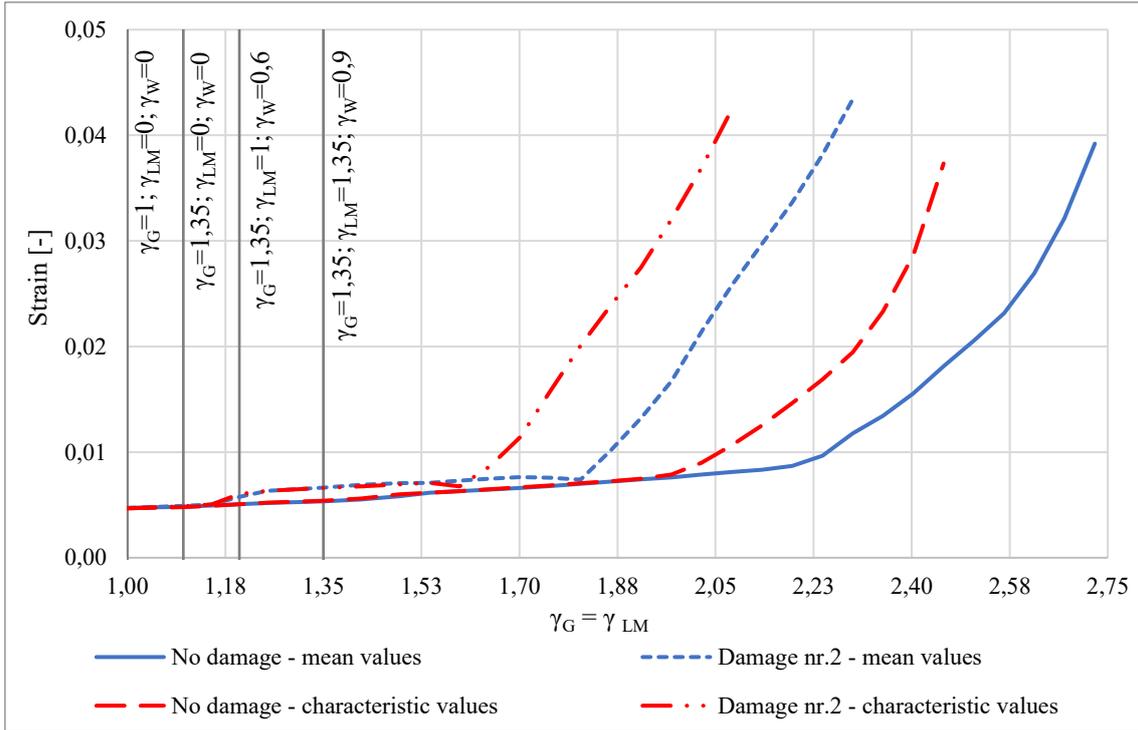


Figura 35 - Deformazione trefoli pre-tesi - Sano-D2

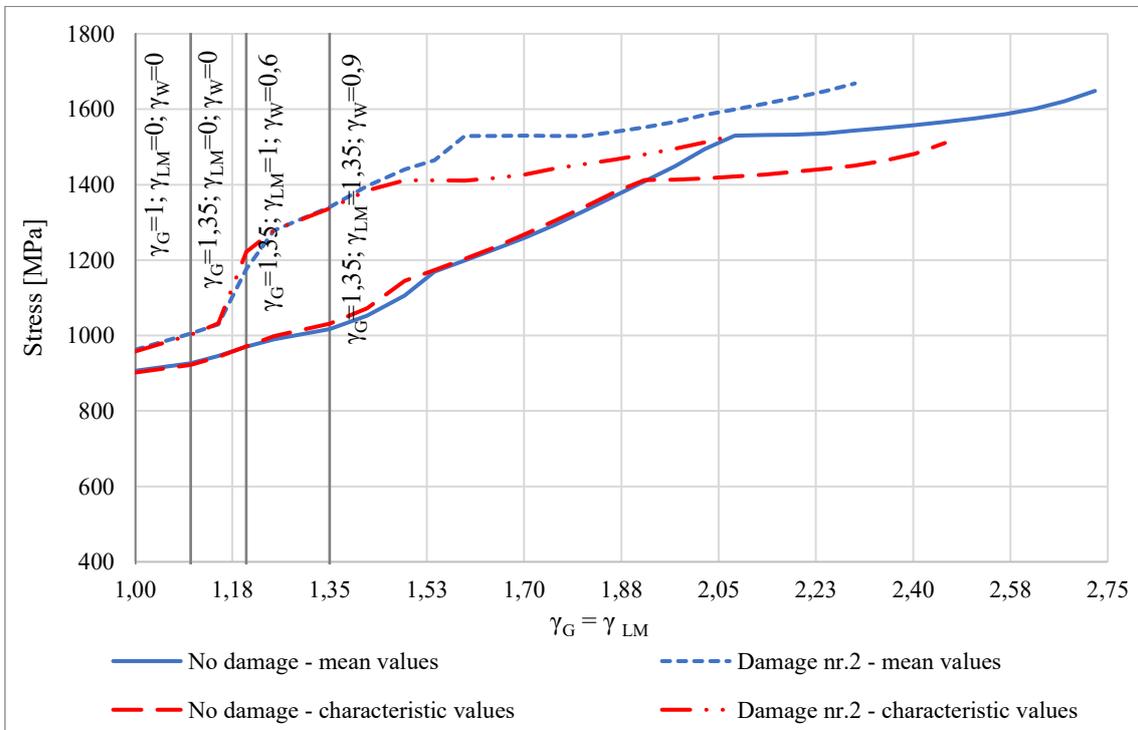


Figura 36 - Tensione cavo post-teso - Sano-D2

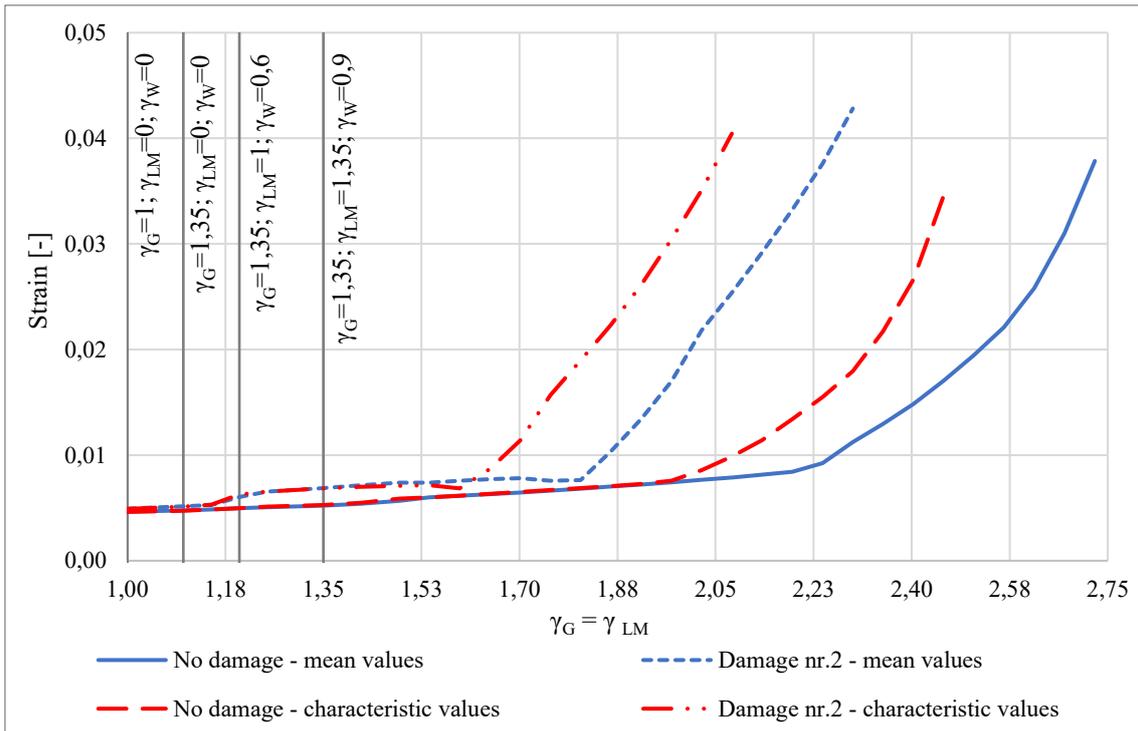


Figura 37 - Deformazione cavo post-teso - Sano-D2

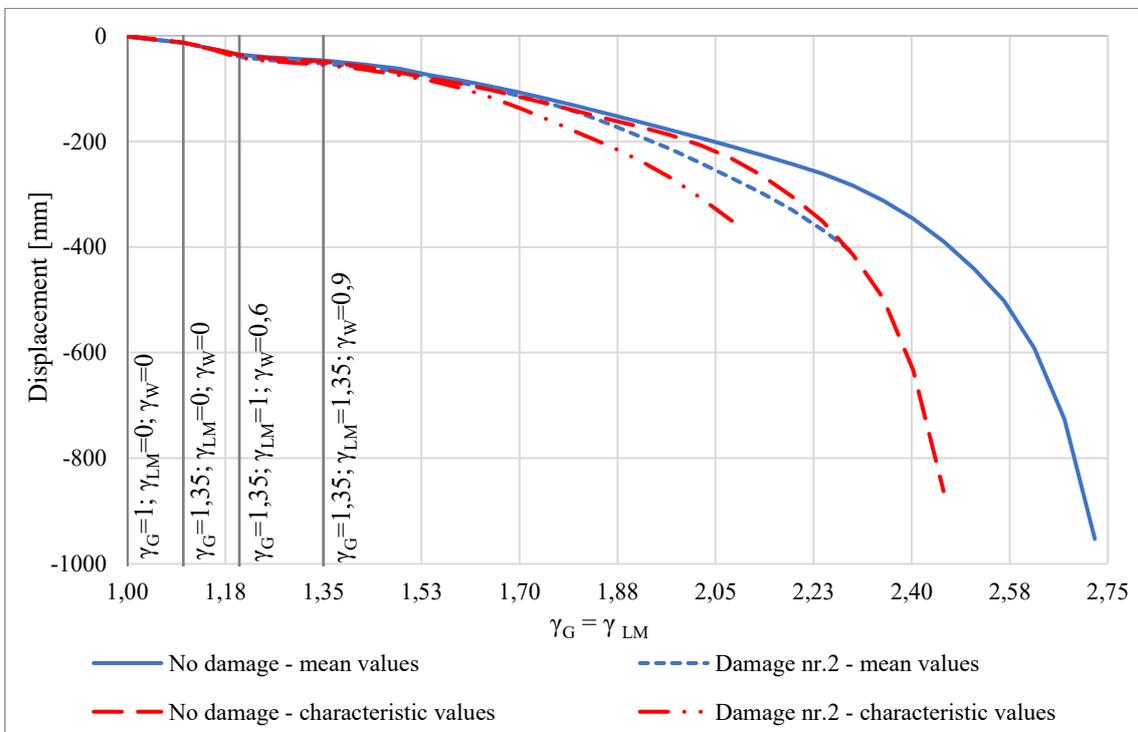


Figura 38 - Abbassamento trave - Sano-D2

Come si evince dai grafici sopra riportati, in questa situazione il collasso avviene per il raggiungimento della massima resistenza a trazione dei trefoli e del cavo post-teso della trave TL1 (Figure 34 e 36) e per il raggiungimento della massima resistenza a trazione del calcestruzzo della trave TL1 su tutta la sezione (Figure 30 e 31). In condizioni ultime, le tensioni all'estradosso della soletta sono invece ancora al di sotto della massima resistenza a compressione del calcestruzzo (Figura 33).

#### Valutazione della sicurezza strutturale

Di seguito si riportano i risultati della verifica sull'affidabilità strutturale effettuata per il caso di impalcato con Danno 2 applicando il safety format ECoV.

<b>Impalcato con Danno 2</b>	<b>Perm. (G)</b>	<b>Traffic (LM)</b>	<b>Wind (W)</b>
$R_{NLFEA}$ con resistenze medie $\lambda_u(X_m; a_{nom})$	2.295	2.295	1.53
$R_{NLFEA}$ con resistenze caratteristiche $\lambda_u(X_k; a_{nom})$	2.079	2.079	1.386
Coefficiente di variazione $V_R$ - ECoV		0.060	
Fattore di sicurezza della resistenza globale $\gamma_R$		1.20	
Fattore di sicurezza di incertezza modello $\gamma_{Rd}$		1.20	
Resistenza di progetto $R_d = \lambda_d$	1.59	1.59	1.06
Azioni di progetto $\gamma$	1.35	1.35	0.9
Verifica $\lambda_d \geq \gamma$	✓	✓	✓

Tabella 20 - Verifica di affidabilità - Danno 2

La combinazione delle azioni al collasso supera di circa il 17% la condizione di SLU.

#### Prova di carico con mezzi pesanti

Nelle Tabelle 21 e 22 vengono confrontati i risultati del modello sano, visti nel paragrafo 3.3.1, e del modello danneggiato in termini di differenziali di spostamento e rotazione.

<b>Parametro</b>	<b>Trave</b>	<b>Differenziale [mm]</b>	
		<b>Sano</b>	<b>D2</b>
Spostamento verticale da estradosso soletta in mezzeria dell'impalcato	TL 1	-10.89	-10.92
	TL 2	-8.15	-8.17
	TL 3	-5.15	-5.16
	TL 4	-2.37	-2.38
	TL 5	0.02	0.02
	TL 6	2.31	2.32

Tabella 21 - Confronto dei differenziali di spostamento - Sano-D2

Parametro	Trave	Differenziale [mrad]		Differenziale [ $\cdot 10^{-2}$ ]	
		Sano	D2	Sano	D2
Rotazioni longitudinali in appoggio, lato nord	TL 1	0.763	0.755	4.37	4.33
	TL 2	0.568	0.562	3.25	3.22
	TL 3	0.362	0.355	2.07	2.03
	TL 4	0.180	0.173	1.03	0.99
	TL 5	0.012	0.005	0.07	0.03
	TL 6	-0.145	-0.155	-0.83	-0.89
Rotazioni longitudinali in appoggio, lato sud	TL 1	0.763	0.755	4.37	4.33
	TL 2	0.568	0.562	3.25	3.22
	TL 3	0.362	0.355	2.07	2.03
	TL 4	0.180	0.173	1.03	0.99
	TL 5	0.012	0.005	0.07	0.03
	TL 6	-0.145	-0.155	-0.83	-0.89
Rotazioni longitudinali in mezzeria	TL 1	0.076	0.079	0.44	0.45
	TL 2	0.060	0.060	0.34	0.34
	TL 3	0.032	0.032	0.18	0.18
	TL 4	0.016	0.016	0.09	0.09
	TL 5	0.000	0.000	0.00	0.00
	TL 6	-0.014	-0.014	-0.08	-0.08
Rotazioni trasversali in mezzeria	TL 1	-0.264	-0.263	-1.51	-1.51
	TL 2	-0.318	-0.319	-1.82	-1.83
	TL 3	-0.281	-0.281	-1.61	-1.61
	TL 4	-0.260	-0.261	-1.49	-1.50
	TL 5	0.246	0.246	1.41	1.41
	TL 6	0.242	0.243	1.39	1.39

Tabella 22 - Confronto dei differenziali di rotazione - Sano-D2

Dalla Tabella 22 si nota come i differenziali di rotazione del modello con Danno 2 differiscano da quelli del modello sano al massimo dell'ordine del centesimo di mrad (centesimo del centesimo di grado). Le differenze di spostamento riportate in Tabella 21 sono invece al disotto del millimetro. Queste variazioni risultano quindi essere praticamente impercettibili, rendendo impossibile una loro rilevazione con la strumentazione di monitoraggio installata sul viadotto. Questo perché, nonostante l'impalcato sia danneggiato, al tempo di 49 anni i vari elementi strutturali sono in campo elastico e sostanzialmente vi permangono, o sono al limite del passaggio in campo non lineare, durante l'esecuzione della prova di carico con mezzi pesanti.

### 3.3.4 Danno 3

In questa situazione, a differenza del Danneggiamento 2, si è andata a simulare una rottura completa di tutti i 32 fili costituenti il cavo post-teso. Per quel che riguarda, invece, i trefoli pre-tesi e le armature lente, si è considerato il medesimo degrado simulato nel Danneggiamento 2. Nessun danneggiamento è stato considerato per il calcestruzzo.

La localizzazione, l'estensione e le caratteristiche di tali danneggiamenti è riportata nella Tabella 23.

Trave	Sezione	Danno applicato	Estensione
TL1	Mezzeria	Rottura di 32 fili su 32 del cavo post-teso	2m
		Rottura di 19 trefoli pre-tesi	2m
		Rottura di 4 barre longitudinali in Pos.25	2m

Tabella 23 - Caratteristiche Danno 3

#### Analisi a collasso

Nelle tabelle 24 e 25 si riportano, sia per le resistenze medie che per le caratteristiche, i valori del massimo fattore  $\gamma$  raggiunto dall'impalcato incrementando la condizione di SLU fino al raggiungimento del collasso.

Tempo [giorni]	Incremento di carico	$\gamma_G = \gamma_{LM}$	$\gamma_W$
17891.4	+ 58 % Rispetto alla combinazione SLU	2.133	1.422
17891.6	+ 62 % Rispetto alla combinazione SLU	NON CONVERGE	

Tabella 24 - Danno 3 - Resistenze medie – moltiplicatore di collasso

Tempo [giorni]	Incremento di carico	$\gamma_G = \gamma_{LM}$	$\gamma_W$
17890.6	+ 42 % Rispetto alla combinazione SLU	1.917	1.278
17890.8	+ 46 % Rispetto alla combinazione SLU	NON CONVERGE	

Tabella 25 - Danno 3 - Resistenze caratteristiche – moltiplicatore di collasso

Di seguito vengono riportati i grafici rappresentativi del confronto tra la risposta strutturale del modello Sano e di quello con Danno 3.

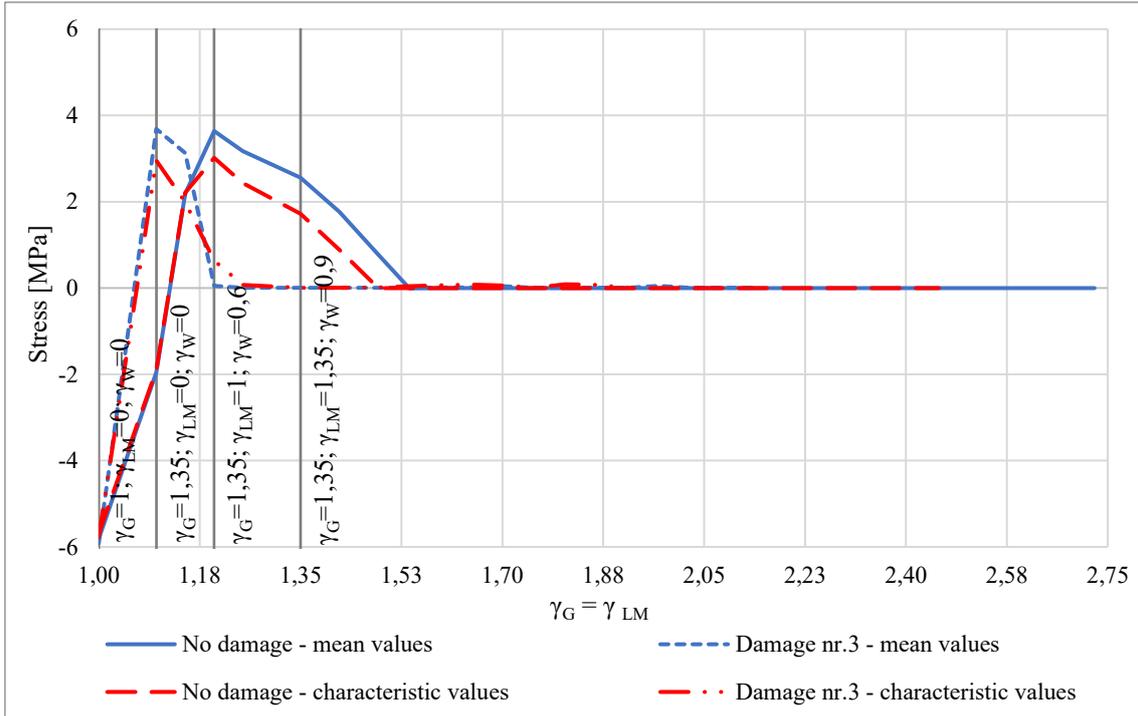


Figura 39 - Tensioni a intradosso trave - Sano-D3

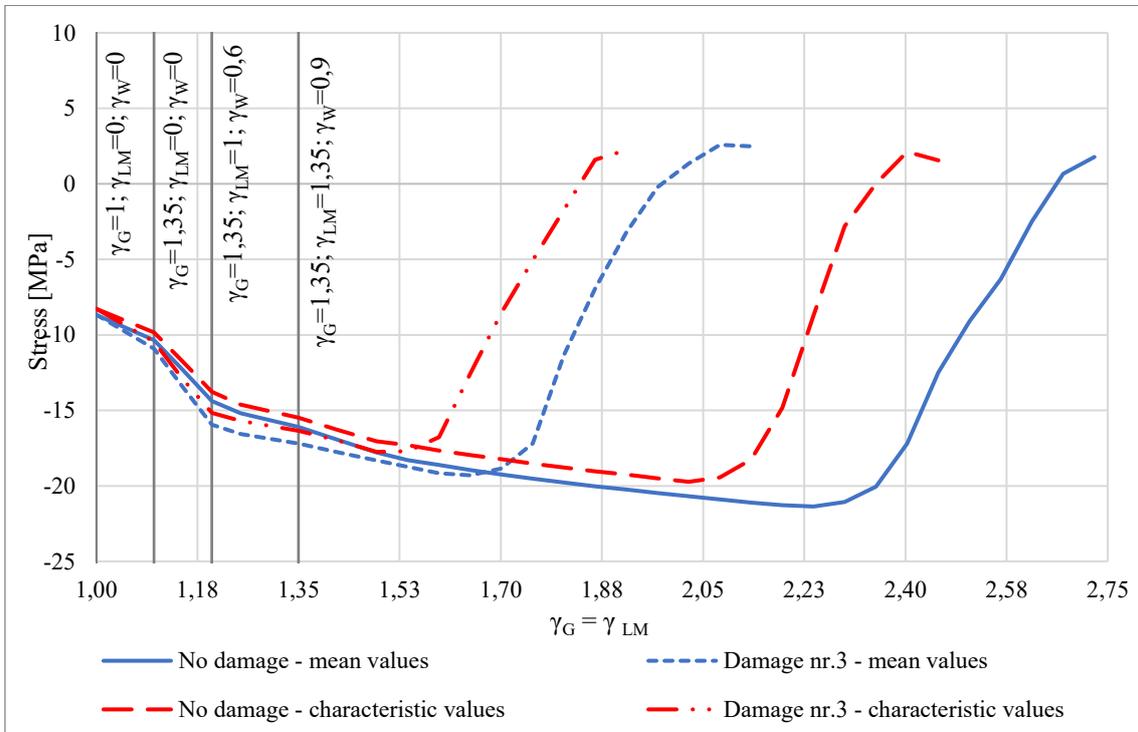


Figura 40 - Tensioni a estradosso trave - Sano-D3

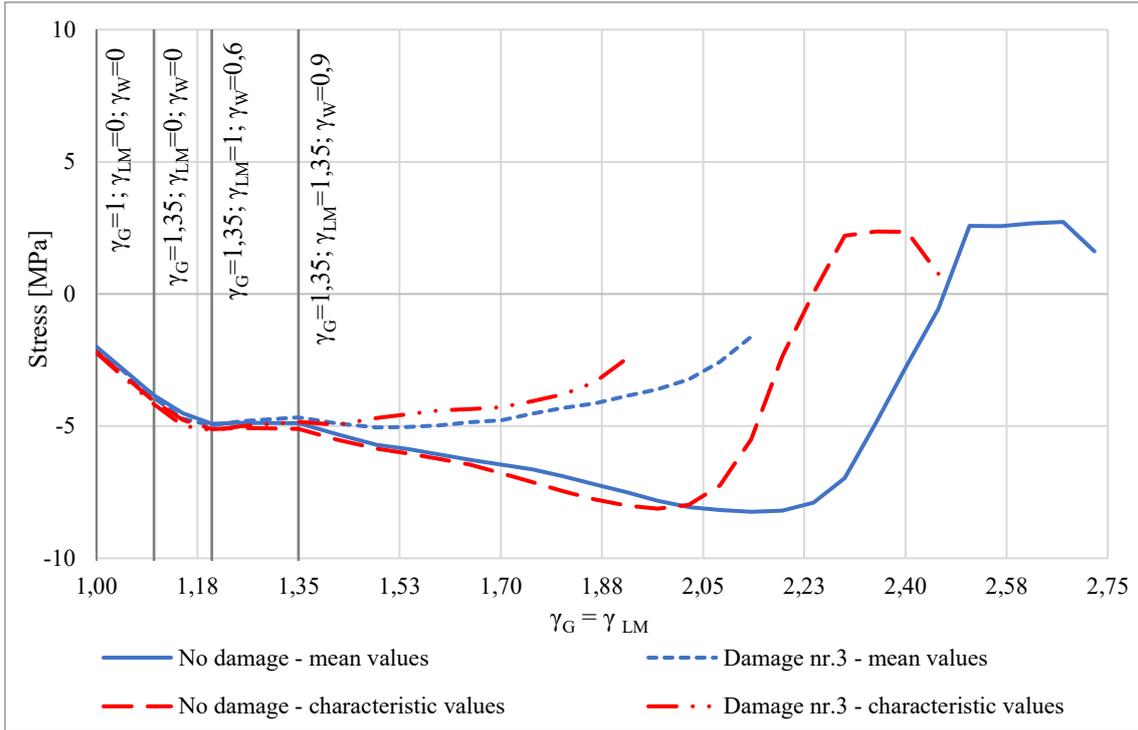


Figura 41 - Tensioni a intradosso soletta - Sano-D3

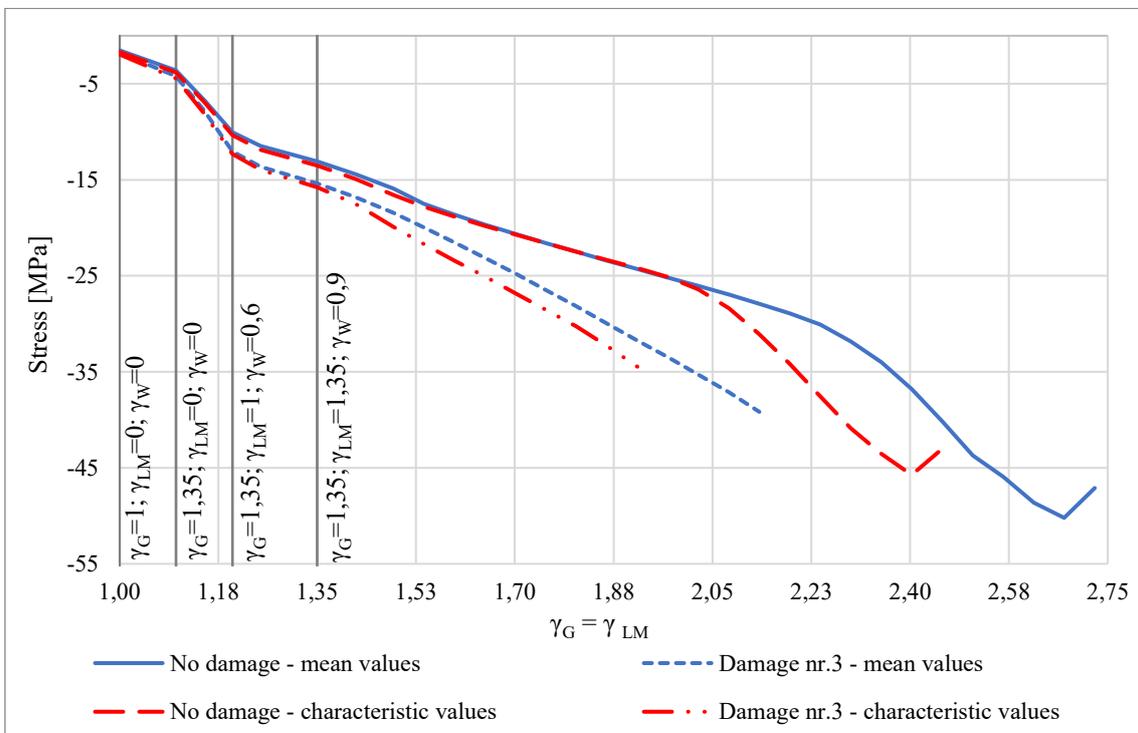


Figura 42 - Tensioni a estradosso soletta - Sano-D3

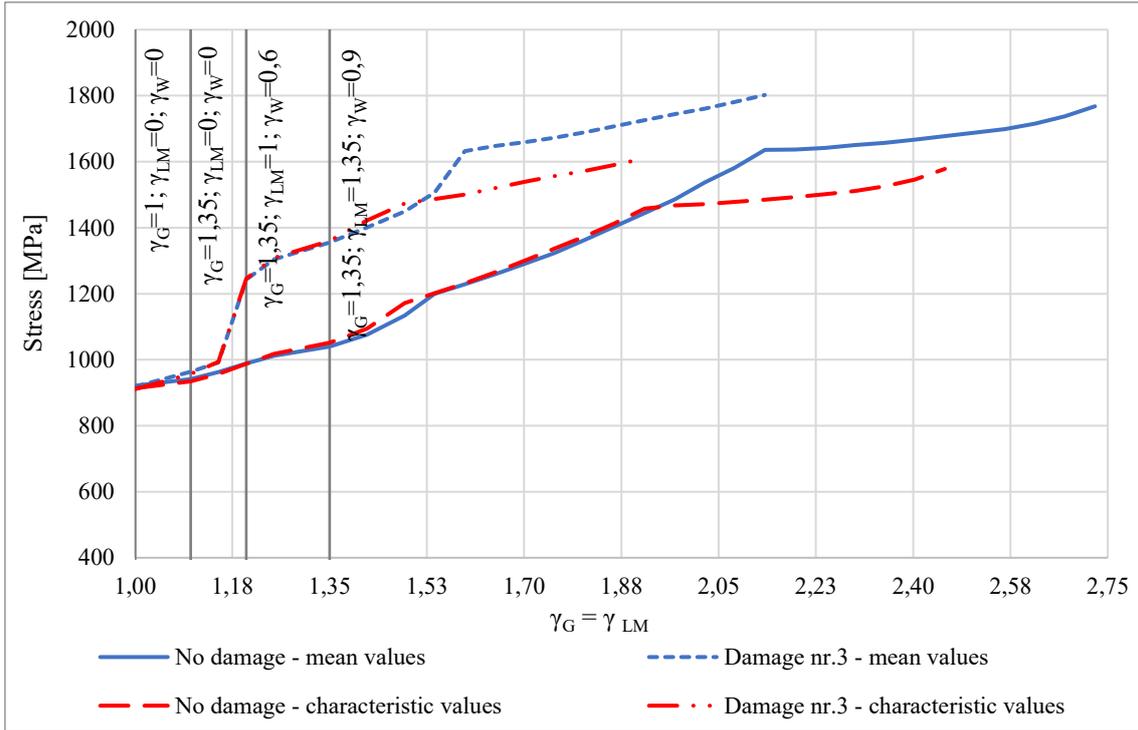


Figura 43 - Tensione trefoli pre-tesi - Sano-D3

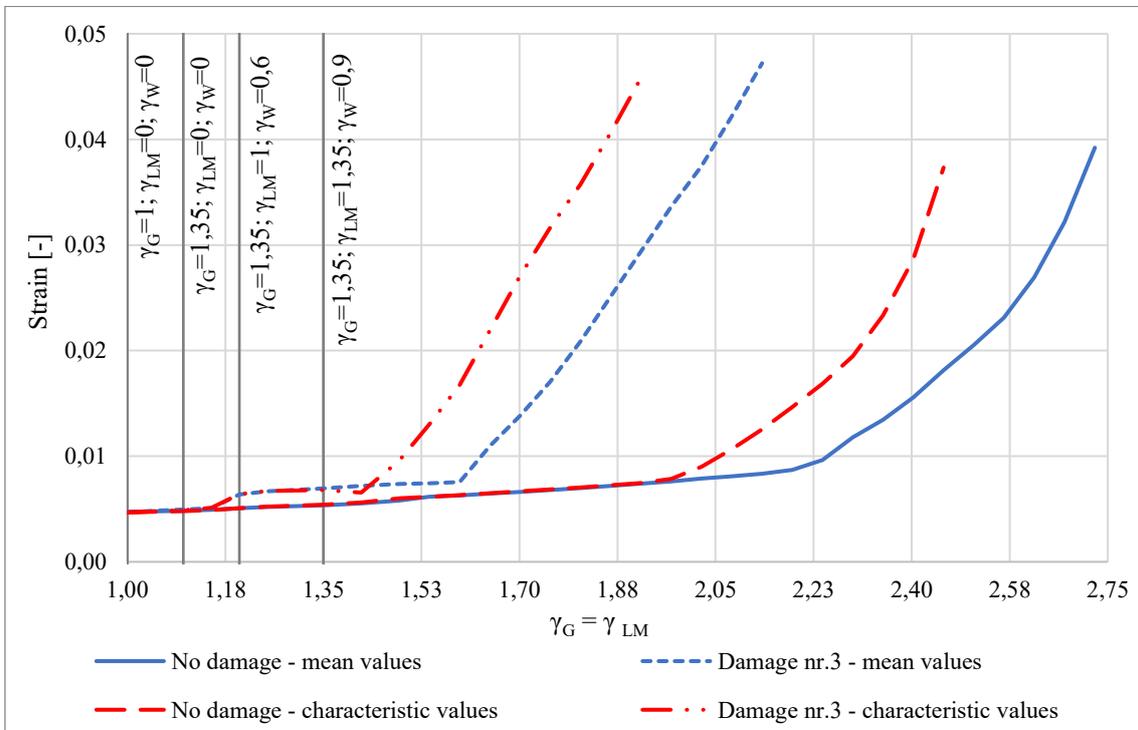


Figura 44 - Deformazione trefoli pre-tesi - Sano-D3

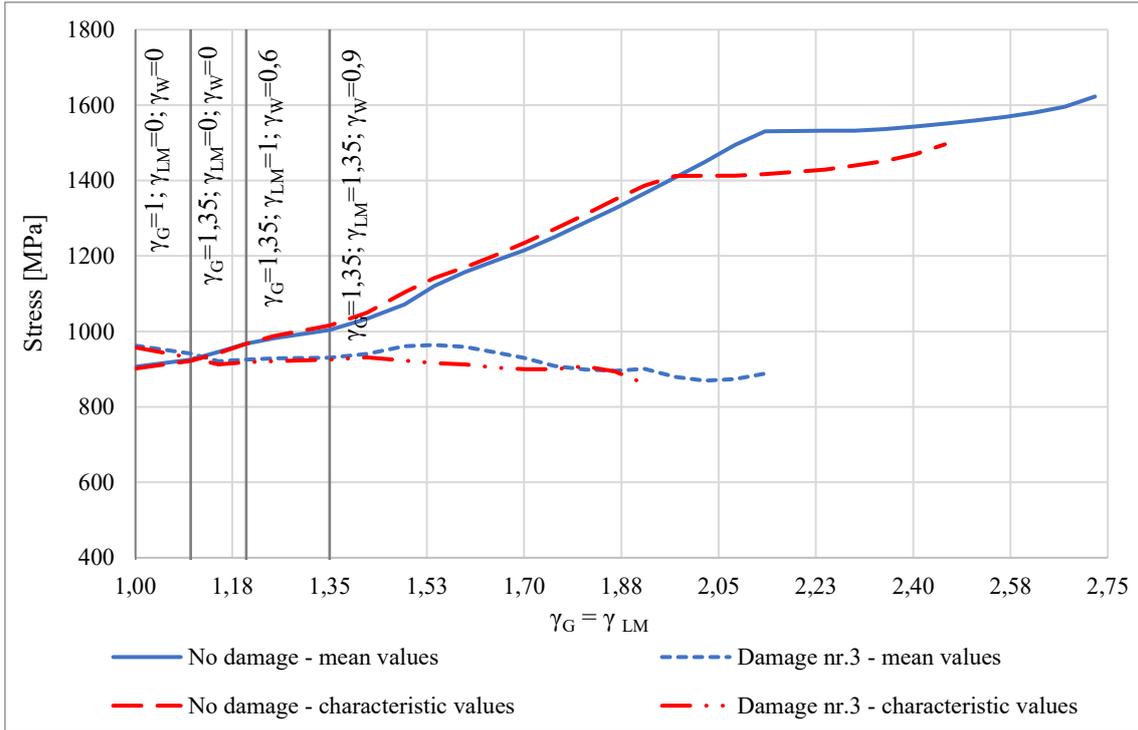


Figura 45 - Tensione cavo post-teso - Sano-D3

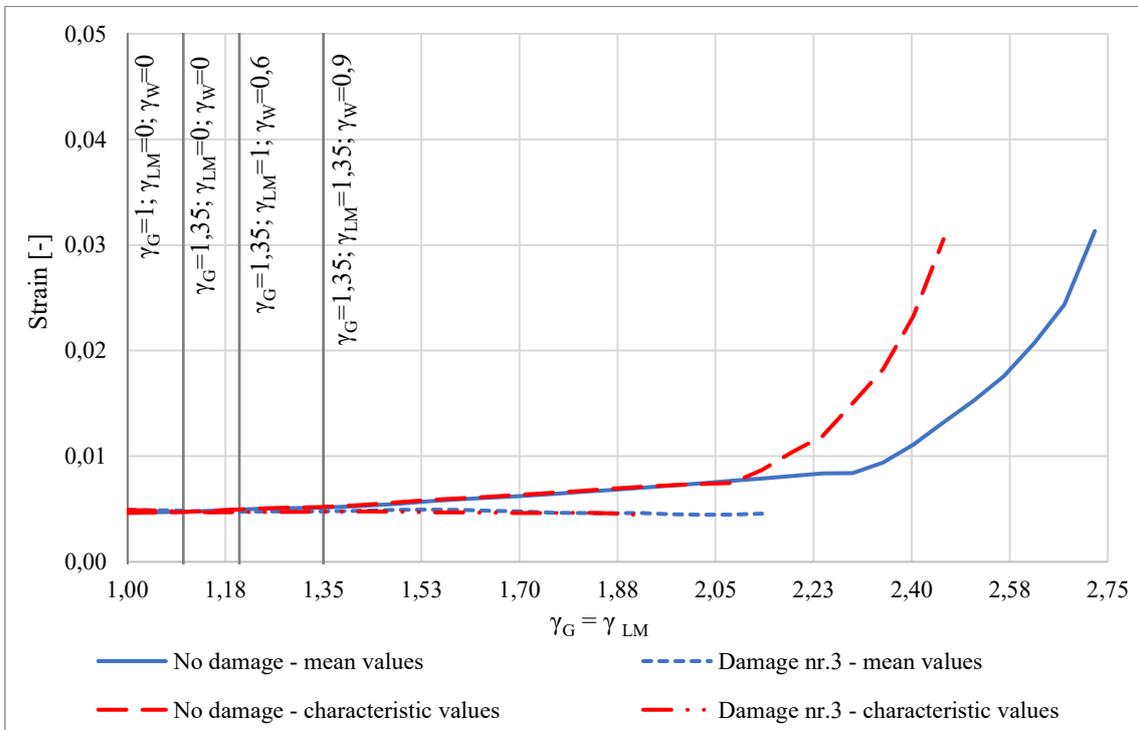


Figura 46 - Deformazione cavo post-teso - Sano-D3

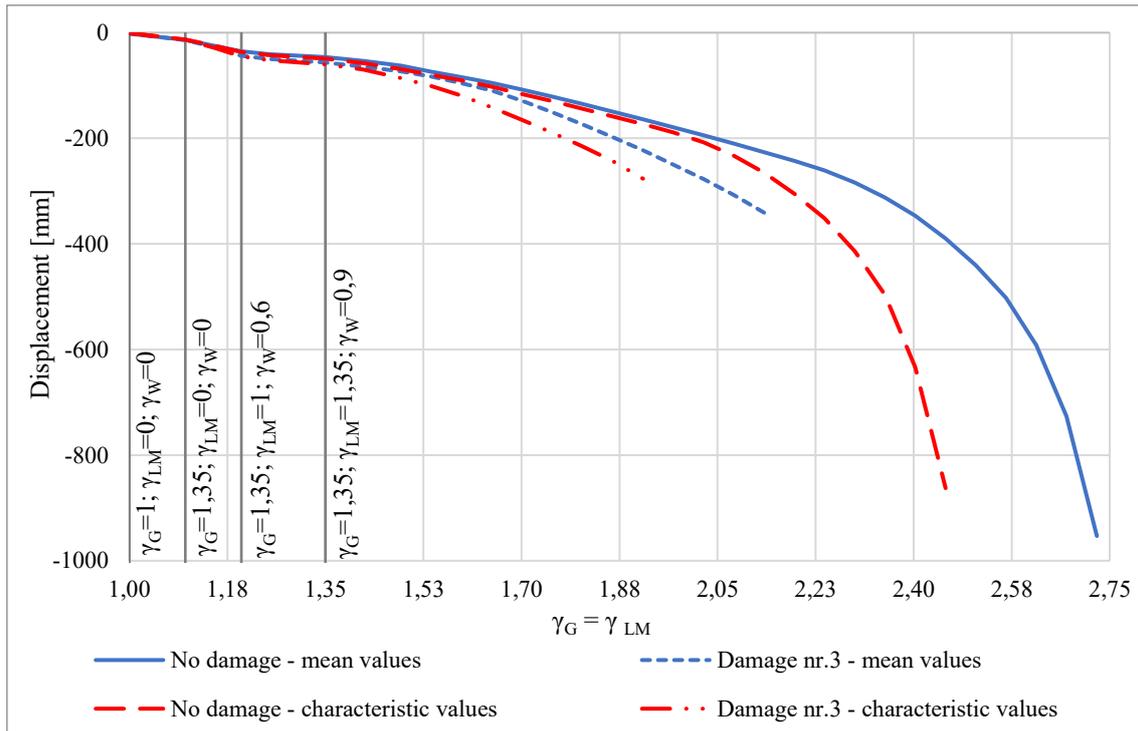


Figura 47 - Abbassamento trave - Sano-D3

Come si osserva dai grafici, in questo scenario di danno il collasso avviene per il raggiungimento della massima tensione di rottura nei trefoli della trave TL1 (Figura 43) e per il raggiungimento della massima resistenza a trazione del calcestruzzo della trave TL1 su tutta la sua altezza (Figure 39 e 40). Al momento del collasso, invece, le tensioni ad estradosso soletta sono minori della massima resistenza a compressione del calcestruzzo (Figura 42). Infine, coerentemente con la tipologia di danno applicata, si nota come la tensione nel cavo post-teso della trave TL1 abbia un andamento delle tensioni pressoché costante rappresentativo del contributo, seppur minimo, fornito alla resistenza dell'impalcato dalle zone in cui il cavo risulta ancora integro e aderente al calcestruzzo della trave (Figura 45).

#### Valutazione della sicurezza strutturale

Di seguito si riportano i risultati della verifica sull'affidabilità strutturale effettuata per il caso di impalcato con Danno 3 applicando il safety format ECoV. Dall'analisi dei dati si evince che, nel caso di impalcato con Danno 3, la combinazione delle azioni al collasso supera di circa l' 8% la condizione di SLU definita dalla norma (Tabella 26).

<b>Impalcato con Danno 3</b>	<b>Perm. (G)</b>	<b>Traffic (LM)</b>	<b>Wind (W)</b>
$R_{NLFEA}$ con resistenze medie $\lambda_u(X_m; a_{nom})$	2.133	2.133	1.422
$R_{NLFEA}$ con resistenze caratteristiche $\lambda_u(X_k; a_{nom})$	1.92	1.92	1.278
Coefficiente di variazione $V_R - ECoV$		0.065	
Fattore di sicurezza della resistenza globale $\gamma_R$		1.22	
Fattore di sicurezza di incertezza modello $\gamma_{Rd}$		1.20	
Resistenza di progetto $R_d = \lambda_d$	1.46	1.46	0.97
Azioni di progetto $\gamma$	1.35	1.35	0.9
Verifica $\lambda_d \geq \gamma$	✓	✓	✓

Tabella 26 - Verifica di affidabilità - Danno 3

*Prova di carico con mezzi pesanti*

Nelle Tabelle 27 e 28 vengono esplicitati e confrontati i risultati del modello sano e del modello danneggiato in termini di differenziali di spostamento e rotazione.

Anche in questo caso, in maniera del tutto simile a quanto visto per il Danno 2, si nota come le differenze di spostamento tra il modello sano e danneggiato siano al disotto del millimetro (Tabella 27). I differenziali di rotazione tra i due modelli, invece, differiscono al massimo dell'ordine del centesimo di mrad (centesimo del centesimo di grado) (Tabella 28).

Quindi anche per questo scenario di danno le variazioni rilevate risultano essere talmente piccole da rendere impossibile una loro identificazione da parte degli inclinometri a barra installati sull'impalcato. Questo perché, nonostante un danneggiamento più severo rispetto al Danno 2, al momento della prova di carico con mezzi pesanti l'impalcato risulta ancora essere prevalentemente in campo elastico.

<b>Parametro</b>	<b>Trave</b>	<b>Differenziale [mm]</b>	
		<b>Sano</b>	<b>D3</b>
Spostamento	TL 1	-10.89	-10.96
verticale da	TL 2	-8.15	-8.17
estradosso	TL 3	-5.15	-5.17
soletta in	TL 4	-2.37	-2.48
mezzeria	TL 5	0.02	-0.06
dell'impalcato	TL 6	2.31	2.33

Tabella 27 - Confronto dei differenziali di spostamento - Sano-D3

Parametro	Trave	Differenziale [mrad]		Differenziale [ $^{\circ}10^{-2}$ ]	
		Sano	D3	Sano	D3
Rotazioni longitudinali in appoggio, lato nord	TL 1	0.763	0.758	4.37	4.35
	TL 2	0.568	0.565	3.25	3.24
	TL 3	0.362	0.357	2.07	2.04
	TL 4	0.180	0.174	1.03	1.00
	TL 5	0.012	0.005	0.07	0.03
	TL 6	-0.145	-0.157	-0.83	-0.90
Rotazioni longitudinali in appoggio, lato sud	TL 1	0.763	0.758	4.37	4.35
	TL 2	0.568	0.565	3.25	3.24
	TL 3	0.362	0.357	2.07	2.04
	TL 4	0.180	0.174	1.03	1.00
	TL 5	0.012	0.005	0.07	0.03
	TL 6	-0.145	-0.157	-0.83	-0.90
Rotazioni longitudinali in mezzeria	TL 1	0.076	0.085	0.44	0.49
	TL 2	0.060	0.060	0.34	0.34
	TL 3	0.032	0.032	0.18	0.18
	TL 4	0.016	0.016	0.09	0.09
	TL 5	0.000	0.000	0.00	0.00
	TL 6	-0.014	-0.014	-0.08	-0.08
Rotazioni trasversali in mezzeria	TL 1	-0.264	-0.259	-1.51	-1.48
	TL 2	-0.318	-0.322	-1.82	-1.85
	TL 3	-0.281	-0.283	-1.61	-1.62
	TL 4	-0.260	-0.262	-1.49	-1.50
	TL 5	0.246	0.247	1.41	1.42
	TL 6	0.242	0.244	1.39	1.40

Tabella 28 - Confronto dei differenziali di rotazione - Sano-D3

### 3.3.5 Danno 4

In questo caso si è scelto di simulare un danno molto comune negli elementi strutturali precompressi con una post-tensione. Infatti può accadere che, nel caso in cui l'iniezione della guaina nella quale viene alloggiato il cavo non venga effettuata in maniera ottimale, l'infiltrazione di acqua o di altre sostanze esterne corrosive possa portare ad un significativo degrado dei fili costituenti il cavo con conseguente riduzione o perdita totale della precompressione. Si è scelto quindi di considerare il cavo post-teso completamente rotto per una estensione di 2 metri in corrispondenza della mezzeria

della trave longitudinale TL1 e di considerare completamente integre le armature lente, il calcestruzzo e i trefoli pre-tesi.

Trave	Sezione	Danno applicato	Estensione
TL1	Mezzeria	Rottura di 32 fili su 32 del cavo post-teso	2m

Tabella 29 - Caratteristiche Danno 4

Analisi a collasso

Nelle tabelle 30 e 31 si riportano i valori del massimo fattore  $\gamma$  raggiunto dall'impalcato incrementando la condizione di SLU fino al raggiungimento del collasso.

Tempo [giorni]	Incremento di carico	$\gamma_G = \gamma_{LM}$	$\gamma_W$
17892.6	+ 82 % Rispetto alla combinazione SLU	2.457	1.638
17892.8	+ 86 % Rispetto alla combinazione SLU	NON CONVERGE	

Tabella 30 - Danno 4 - Resistenze medie – moltiplicatore di collasso

Tempo [giorni]	Incremento di carico	$\gamma_G = \gamma_{LM}$	$\gamma_W$
17891.8	+ 66 % Rispetto alla combinazione SLU	2.241	1.494
17892	+ 70 % Rispetto alla combinazione SLU	NON CONVERGE	

Tabella 31 - Danno 4 - Resistenze caratteristiche – moltiplicatore di collasso

Di seguito si riportano i grafici di confronto tra le risposte dei due modelli sano e D4.

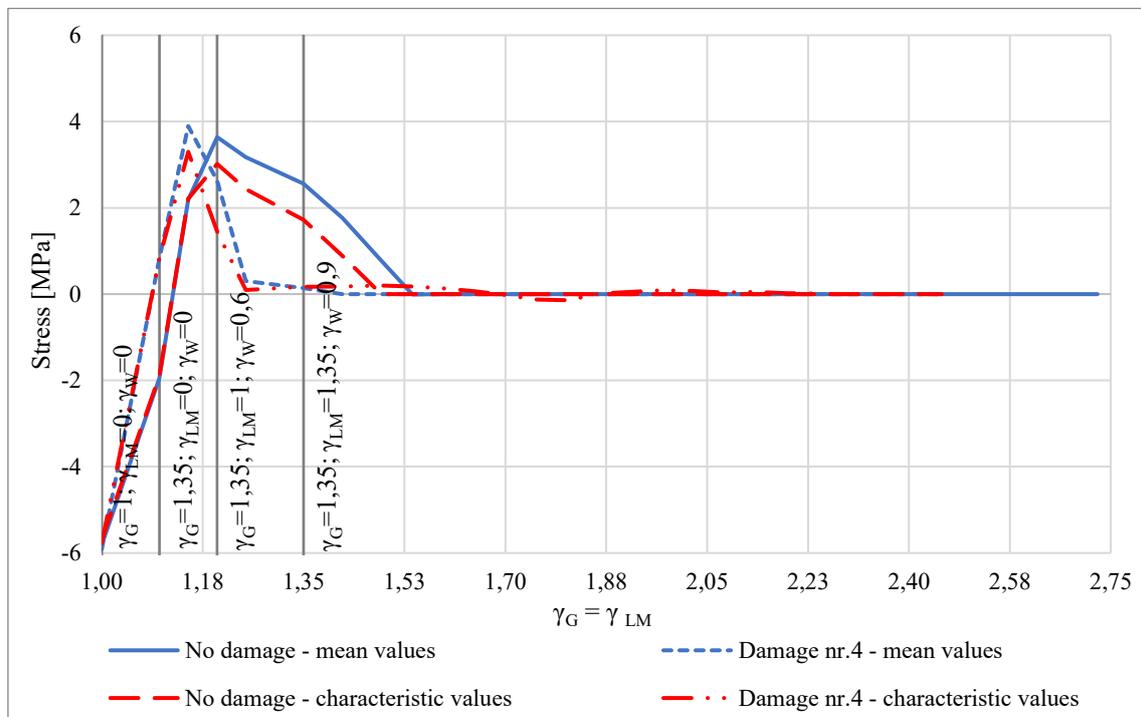


Figura 48 - Tensioni a intradosso trave - Sano-D4

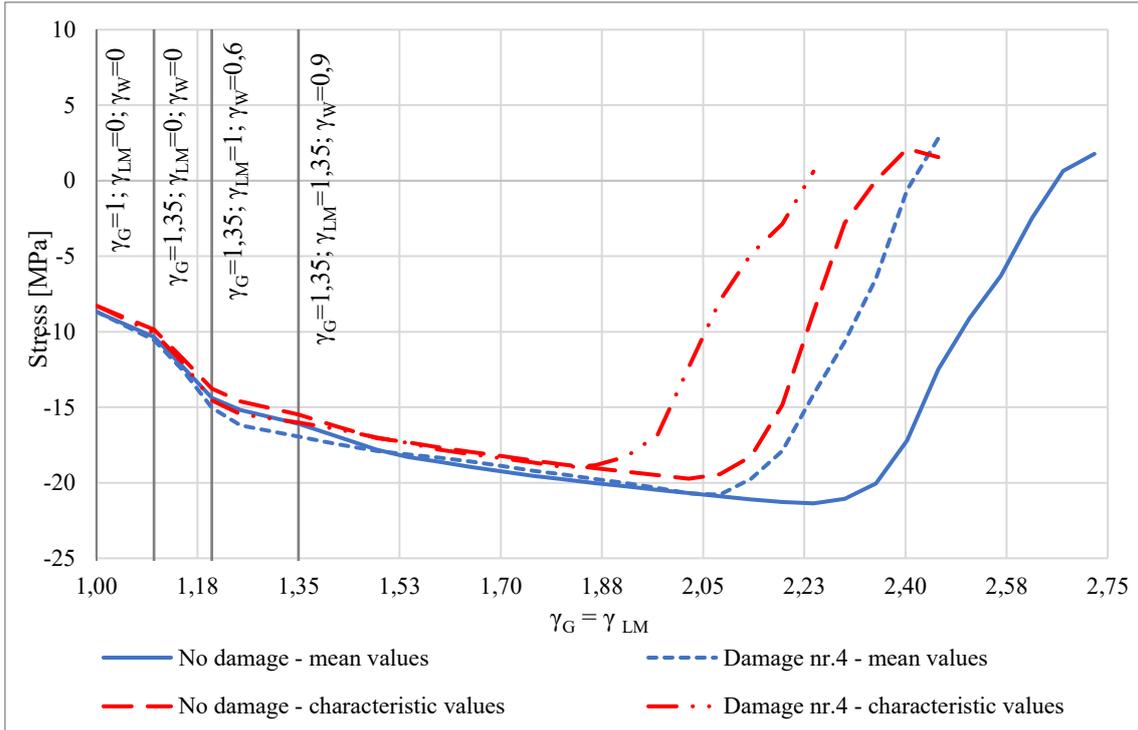


Figura 49 - Tensioni a estradosso trave - Sano-D4

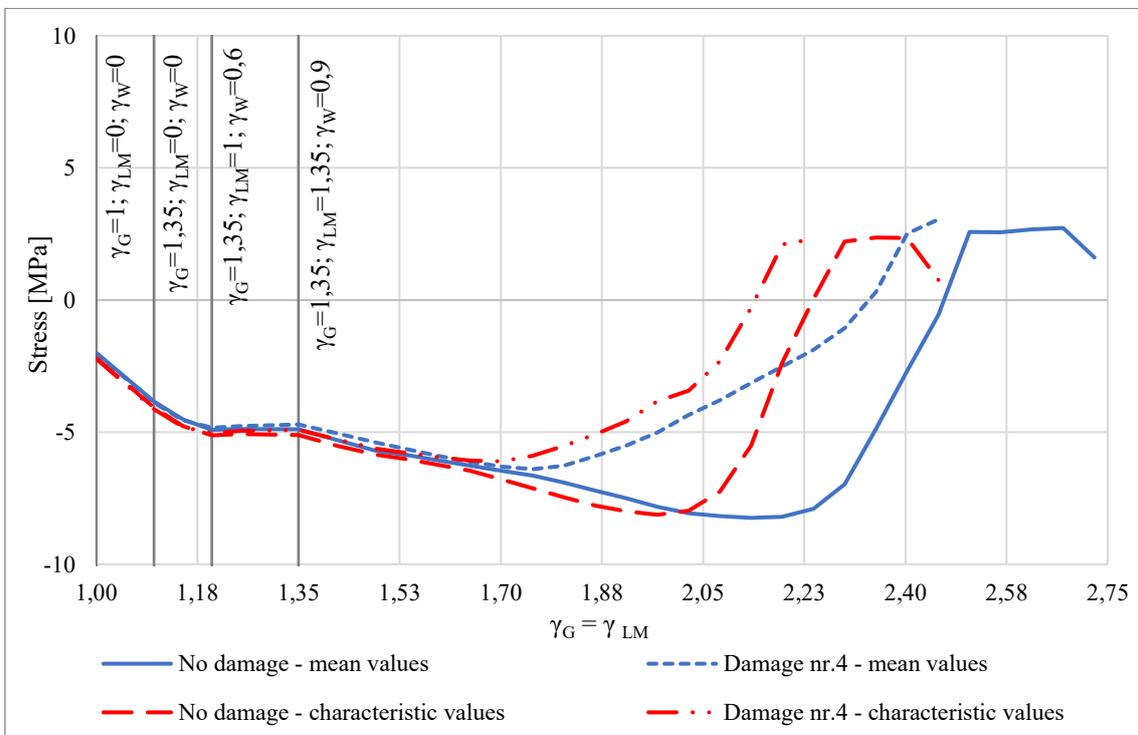


Figura 50 - Tensioni a intradosso soletta - Sano-D4

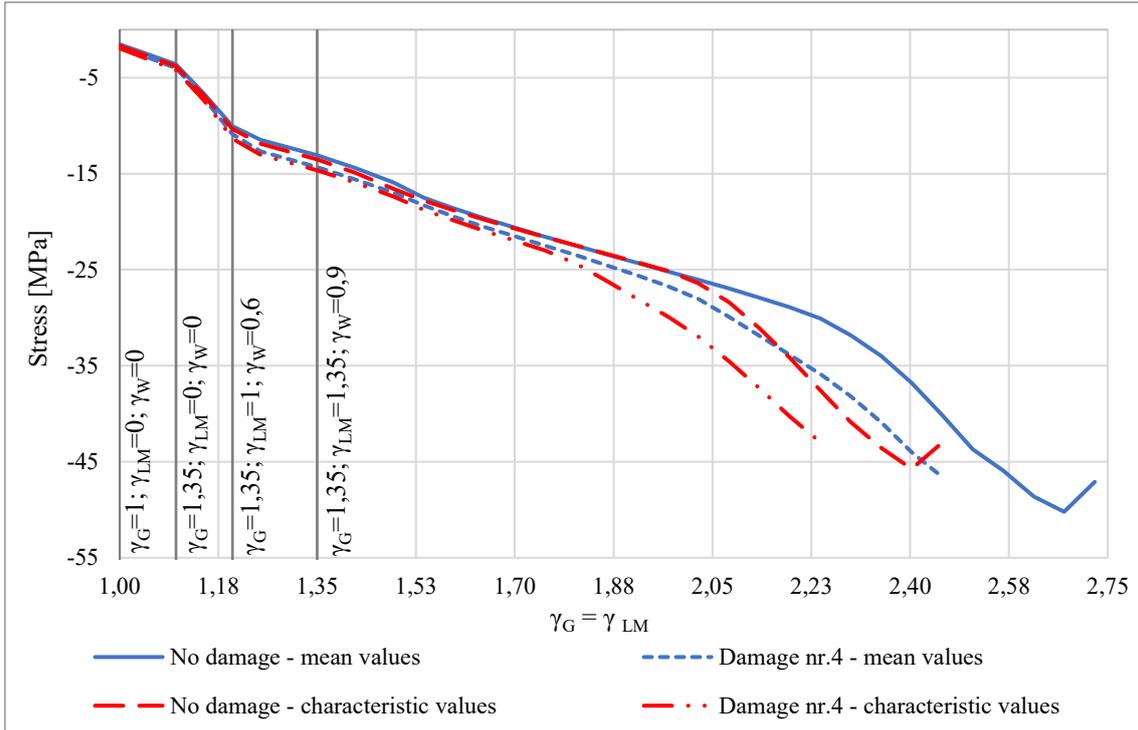


Figura 51 - Tensioni a estradosso soletta - Sano-D4

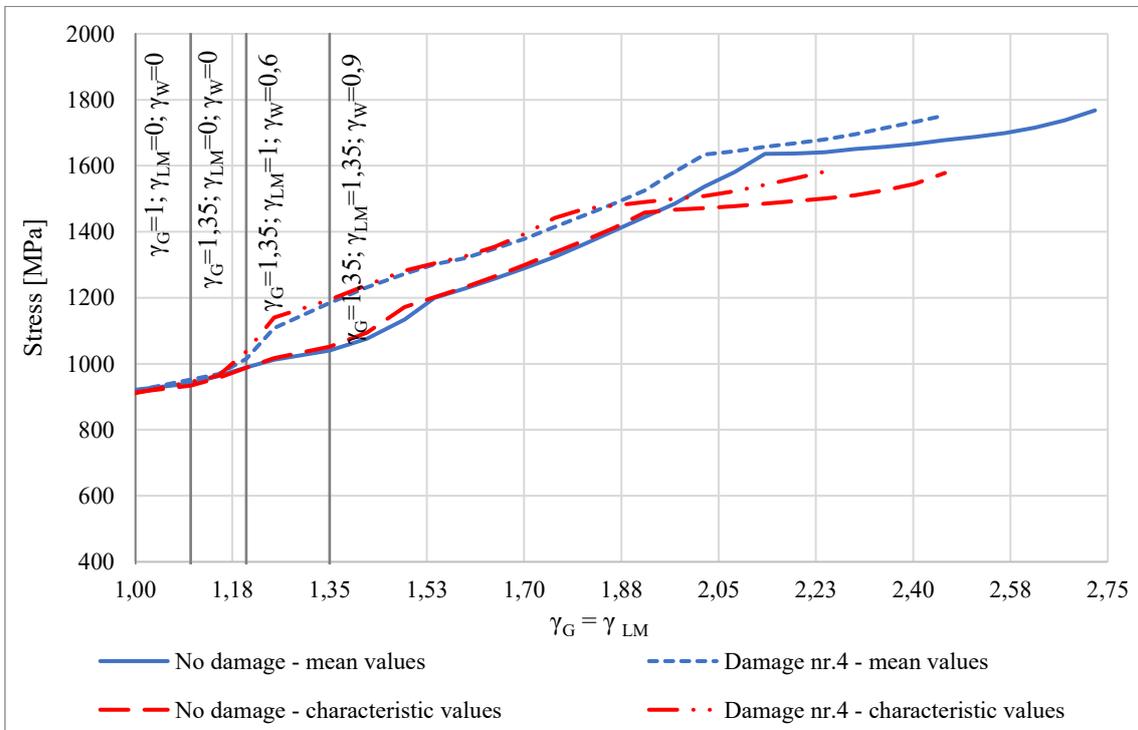


Figura 52 - Tensione trefoli pre-tesi - Sano-D4

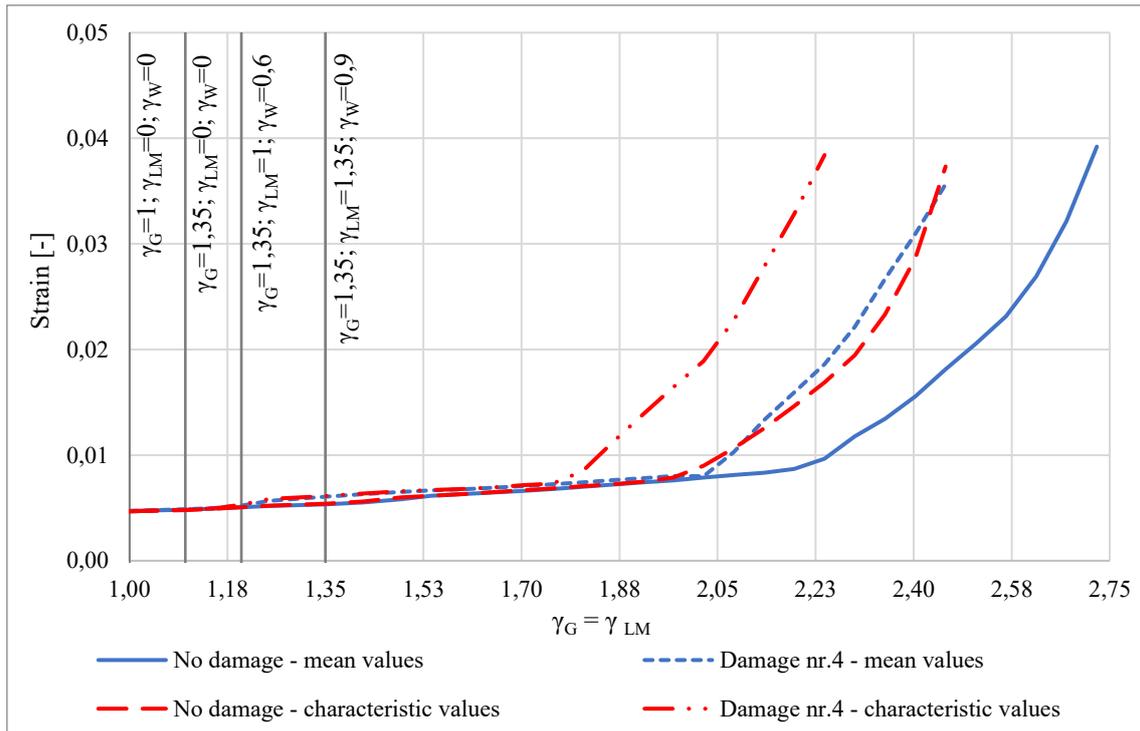


Figura 53 - Deformazione trefoli pre-tesi - Sano-D4

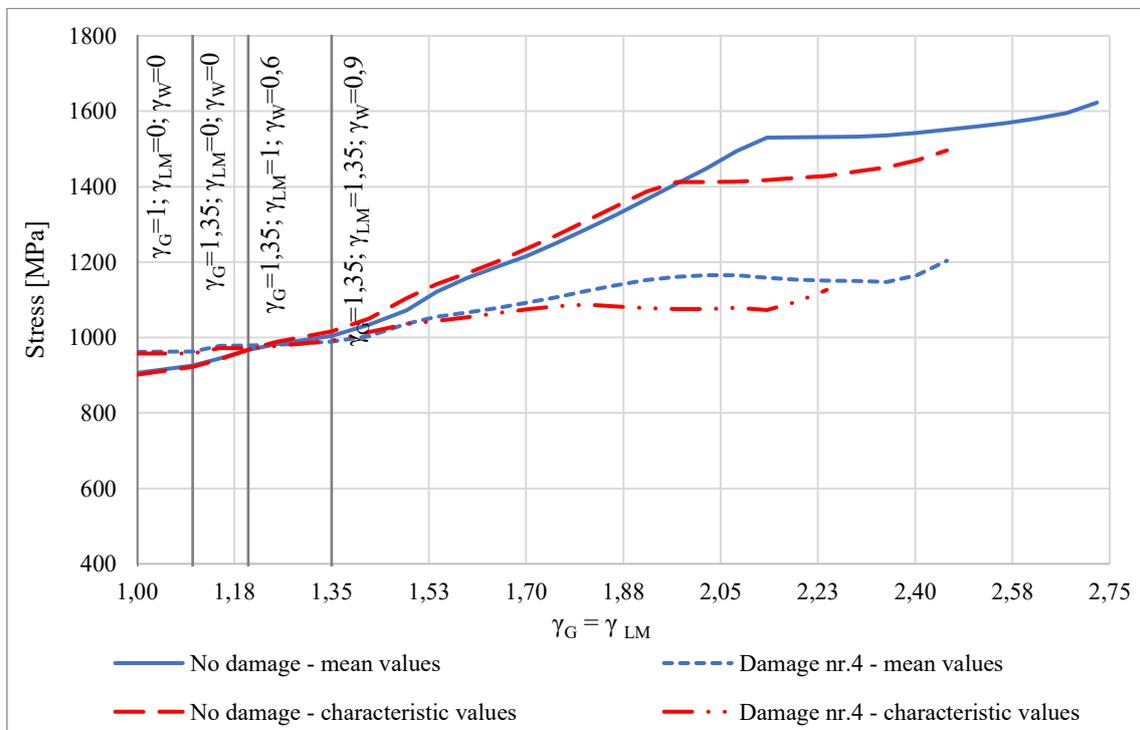


Figura 54 - Tensione cavo post-teso - Sano-D4

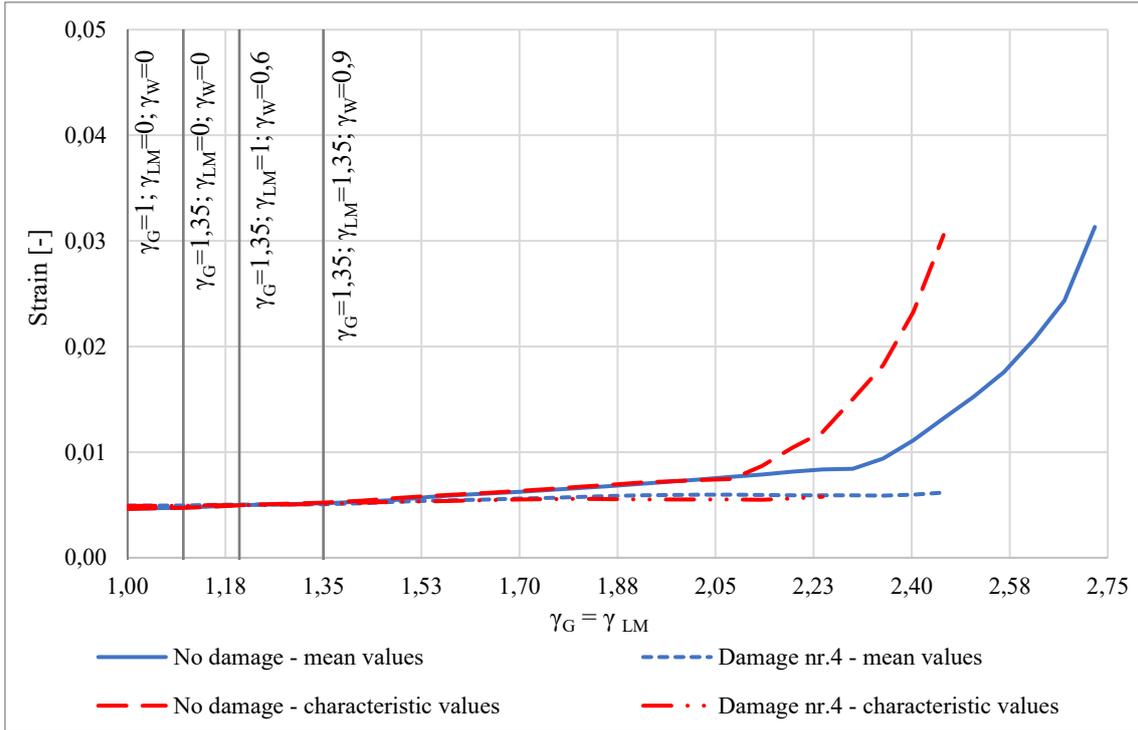


Figura 55 - Deformazione cavo post-teso - Sano-D4

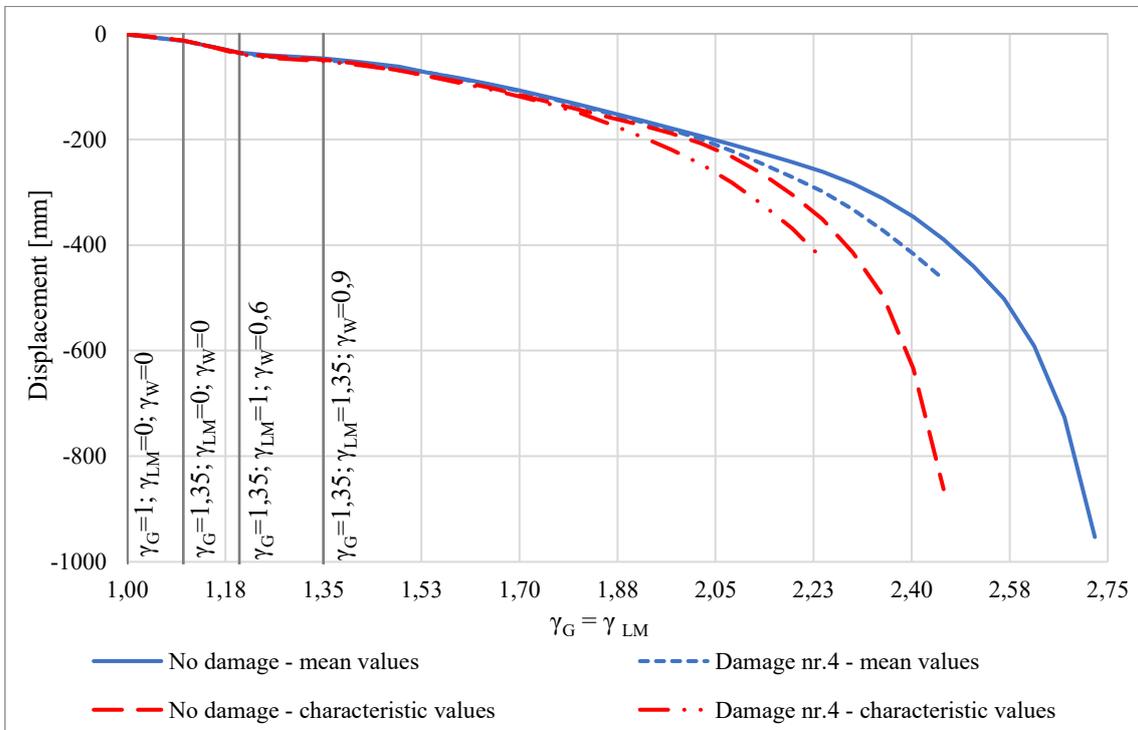


Figura 56 - Abbassamento trave - Sano-D4

I grafici riportati mostrano che in questa situazione il collasso dell'impalcato avviene per il raggiungimento della massima resistenza a compressione del calcestruzzo ad estradosso della soletta in corrispondenza della mezzeria della lane 1 (Figura 51) e per il raggiungimento della massima resistenza a trazione del calcestruzzo in quasi tutta la sezione della trave TL1 (Figure 48 e 49). Inoltre si nota come, in condizioni ultime, la tensione nei trefoli sia molto prossima alla massima tensione di rottura raggiungibile (Figura 52). Infine, dalla Figura 54 si evince che, nonostante il cavo post-teso della trave TL1 sia rotto per una estensione di 2m in corrispondenza della mezzeria, le sue restanti parti integre e ancora aderenti al calcestruzzo forniscano ancora un contributo alla resistenza dell'impalcato.

#### Valutazione della sicurezza strutturale

Di seguito si riportano i risultati della verifica sull'affidabilità strutturale effettuata per il caso di impalcato con Danno 4 applicando il safety format ECoV (Tabella 32).

<b>Impalcato con Danno 4</b>	<b>Perm. (G)</b>	<b>Traffic (LM)</b>	<b>Wind (W)</b>
$R_{NLFEA}$ con resistenze medie $\lambda_u(X_{m_i}; a_{nom})$	2.457	2.457	1.638
$R_{NLFEA}$ con resistenze caratteristiche $\lambda_u(X_{k_i}; a_{nom})$	2.24	2.24	1.494
Coefficiente di variazione $V_R - ECoV$		0.056	
Fattore di sicurezza della resistenza globale $\gamma_R$		1.18	
Fattore di sicurezza di incertezza modello $\gamma_{Rd}$		1.20	
Resistenza di progetto $R_d = \lambda_d$	1.73	1.73	1.15
Azioni di progetto $\gamma$	1.35	1.35	0.9
Verifica $\lambda_d \geq \gamma$	✓	✓	✓

Tabella 32 - Verifica di affidabilità - Danno 4

Dall'analisi dei risultati si evince che, nel caso di impalcato con Danno 4, la combinazione delle azioni al collasso supera di circa il 28% la condizione di SLU definita dalla norma.

#### Prova di carico con mezzi pesanti

Nelle Tabelle 33 e 34 vengono esplicitati e confrontati i risultati del modello sano e del modello danneggiato in termini di differenziali di rotazione e spostamento.

Come già descritto in precedenza, questo modello con Danno 4 presenta un degrado delle armature meno significativo di quello simulato nel modello con Danno 3. Pertanto è lecito aspettarsi che, anche in tal caso, il confronto dei differenziali con il modello sano porti ad evidenziare delle differenze troppo piccole da poter essere colte dal sistema di monitoraggio installato sulle travi. Infatti dalla Tabella 34 si nota come le differenze di spostamento tra il modello sano e quello con Danno 4 siano al di sotto del millimetro, mentre i differenziali di rotazione tra i due modelli differiscono al massimo dell'ordine del centesimo di mrad (Tabella 33).

Parametro	Trave	Differenziale [mrad]		Differenziale [ $\cdot 10^{-2}$ ]	
		Sano	D4	Sano	D4
Rotazioni longitudinali in appoggio, lato nord	TL 1	0.763	0.754	4.37	4.32
	TL 2	0.568	0.561	3.25	3.22
	TL 3	0.362	0.354	2.07	2.03
	TL 4	0.180	0.173	1.03	0.99
	TL 5	0.012	0.005	0.07	0.03
	TL 6	-0.145	-0.155	-0.83	-0.89
Rotazioni longitudinali in appoggio, lato sud	TL 1	0.763	0.754	4.37	4.32
	TL 2	0.568	0.561	3.25	3.22
	TL 3	0.362	0.354	2.07	2.03
	TL 4	0.180	0.173	1.03	0.99
	TL 5	0.012	0.005	0.07	0.03
	TL 6	-0.145	-0.155	-0.83	-0.89
Rotazioni longitudinali in mezzeria	TL 1	0.076	0.077	0.44	0.44
	TL 2	0.060	0.060	0.34	0.34
	TL 3	0.032	0.032	0.18	0.18
	TL 4	0.016	0.016	0.09	0.09
	TL 5	0.000	0.000	0.00	0.00
	TL 6	-0.014	-0.014	-0.08	-0.08
Rotazioni trasversali in mezzeria	TL 1	-0.264	-0.265	-1.51	-1.52
	TL 2	-0.318	-0.319	-1.82	-1.83
	TL 3	-0.281	-0.281	-1.61	-1.61
	TL 4	-0.260	-0.260	-1.49	-1.49
	TL 5	0.246	0.246	1.41	1.41
	TL 6	0.242	0.242	1.39	1.39

Tabella 33 - Confronto dei differenziali di rotazione - Sano-D4

Parametro	Trave	Differenziale [mm]	
		Sano	D4
Spostamento	TL 1	-10.89	-10.90
verticale da	TL 2	-8.15	-8.16
estradosso	TL 3	-5.15	-5.16
soletta in	TL 4	-2.37	-2.38
mezzeria	TL 5	0.02	0.02
dell'impalcato	TL 6	2.31	2.32

Tabella 34 - Confronto dei differenziali di spostamento - Sano-D4

### 3.3.6 Danno 5

In questa situazione si è simulato un tipo di danno analogo a quello applicato nel Danno 4 andando però ad aumentarne la severità. Si è quindi considerato il cavo post-teso della trave longitudinale TL1 completamente rotto per una estensione di 4 metri in corrispondenza della mezzeria della suddetta trave. Nessun degrado è stato invece considerato per i trefoli pre-tesi, le armature lente e il calcestruzzo.

Trave	Sezione	Danno applicato	Estensione
TL1	Mezzeria	Rottura di 32 fili su 32 del cavo post-teso	4m

Tabella 35 - Caratteristiche Danno 5

#### Analisi a collasso

Nelle tabelle 36 e 37 si riportano i valori del massimo fattore  $\gamma$  raggiunto dall'impalcato incrementando la condizione di SLU fino al raggiungimento del collasso.

Tempo [giorni]	Incremento di carico		$\gamma_G = \gamma_{LM}$	$\gamma_W$
17891.6	+ 62 %	Rispetto alla combinazione SLU	2.187	1.458
17891.8	+ 66 %	Rispetto alla combinazione SLU	NON CONVERGE	

Tabella 36 - Danno 5 - Resistenze medie – moltiplicatore di collasso

Tempo [giorni]	Incremento di carico		$\gamma_G = \gamma_{LM}$	$\gamma_W$
17891	+ 50 %	Rispetto alla combinazione SLU	2.025	1.35
17891.2	+ 54 %	Rispetto alla combinazione SLU	NON CONVERGE	

Tabella 37 - Danno 5 - Resistenze caratteristiche – moltiplicatore di collasso

Di seguito vengono riportati i grafici rappresentativi del confronto tra la risposta strutturale del modello Sano e di quello con Danno 5.

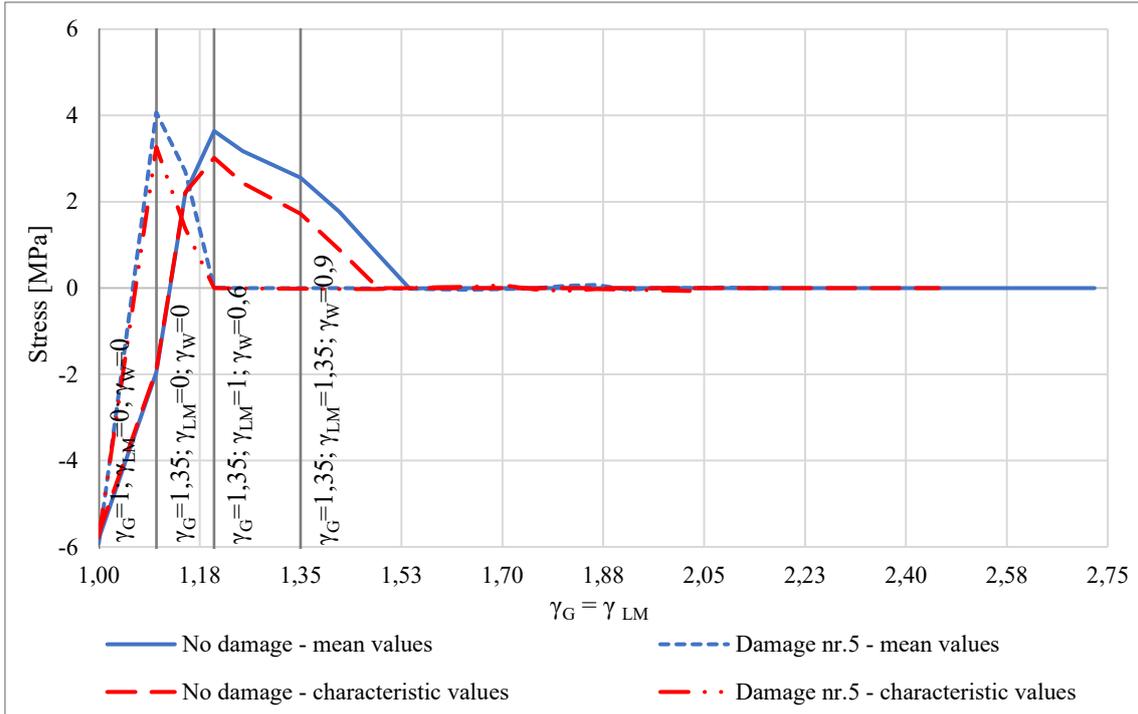


Figura 57 - Tensioni a intradosso trave - Sano-D5

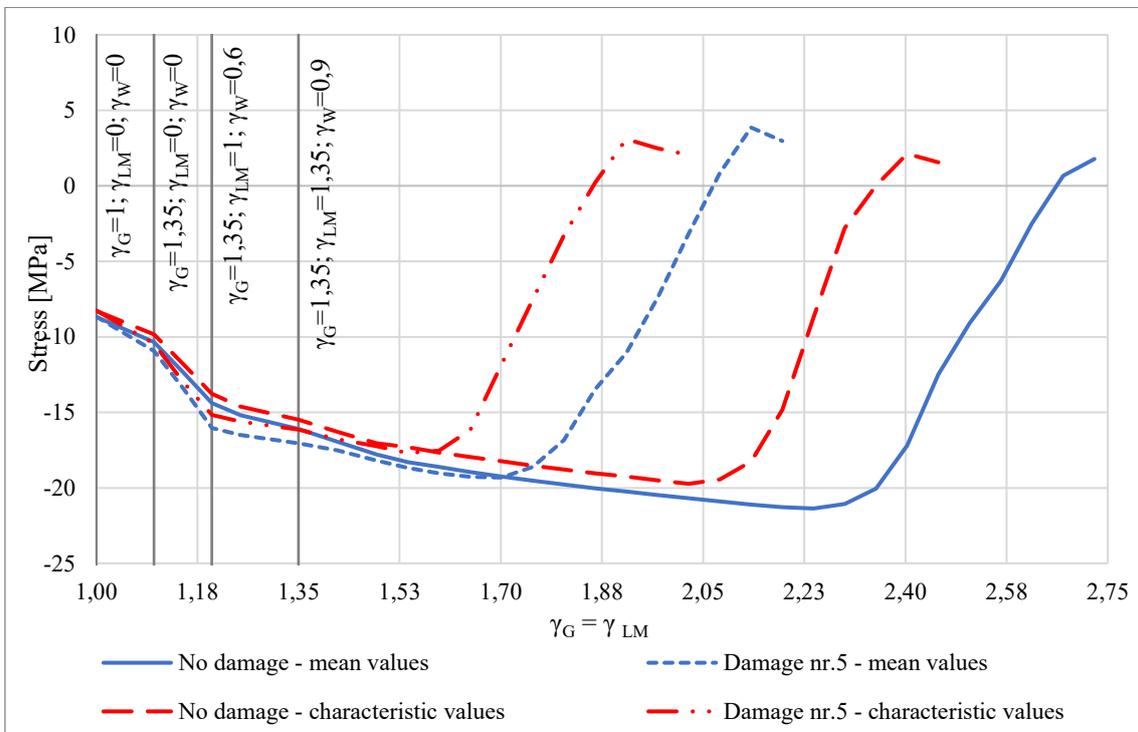


Figura 58 - Tensioni a estradosso trave - Sano-D5

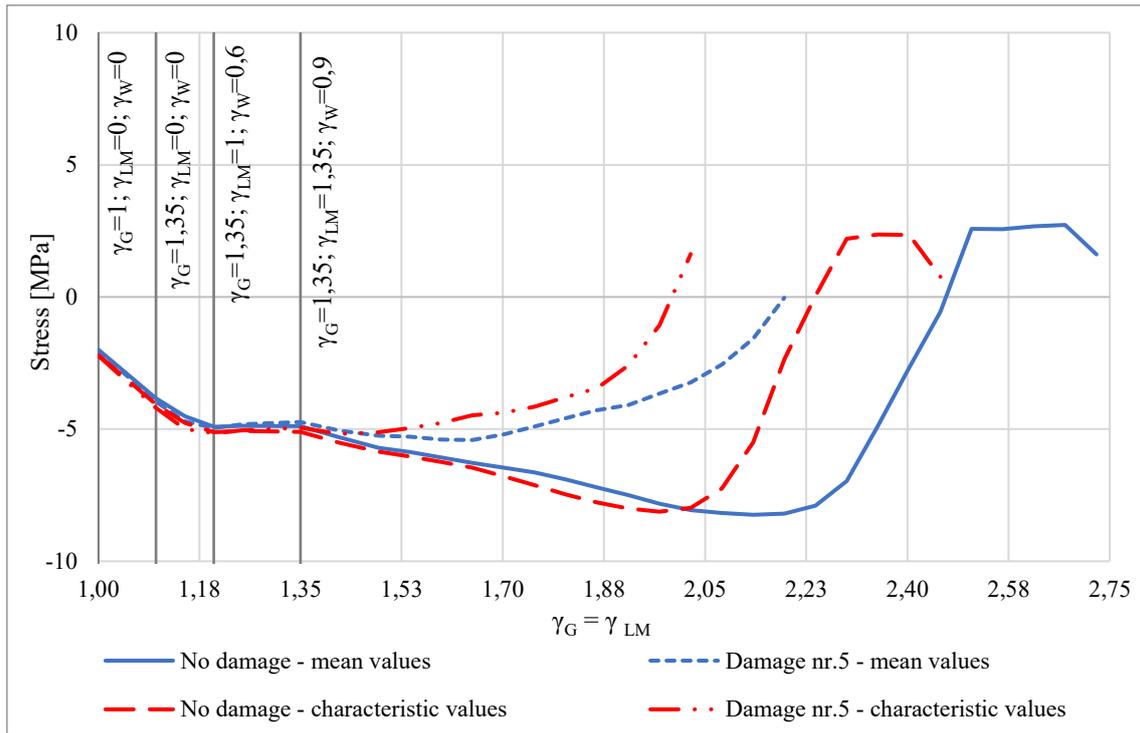


Figura 59 - Tensioni a intradosso soletta - Sano-D5

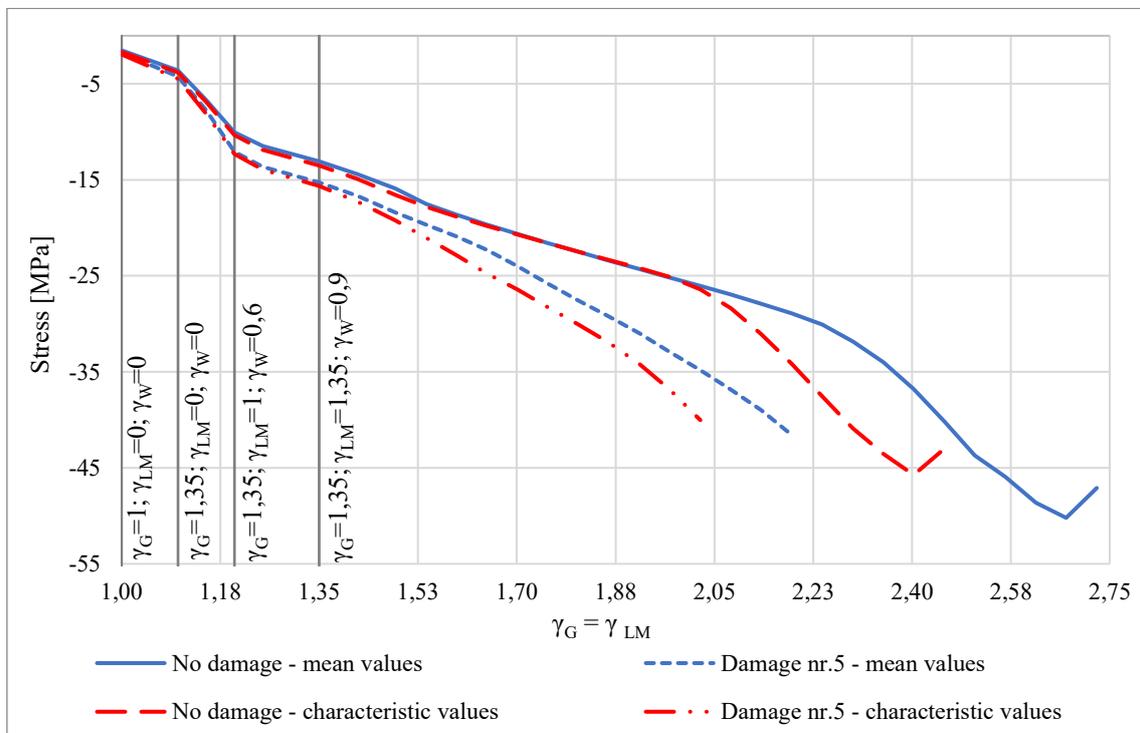


Figura 60 - Tensioni a estradosso soletta - Sano-D5

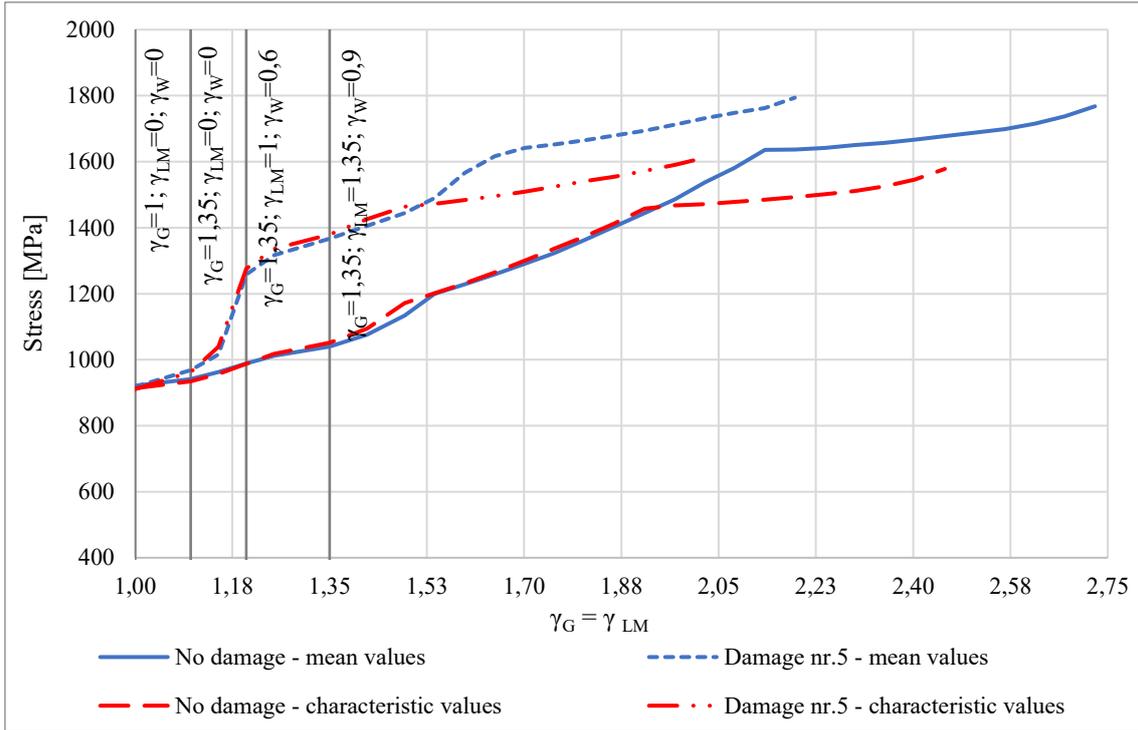


Figura 61 - Tensione trefoli pre-tesi - Sano-D5

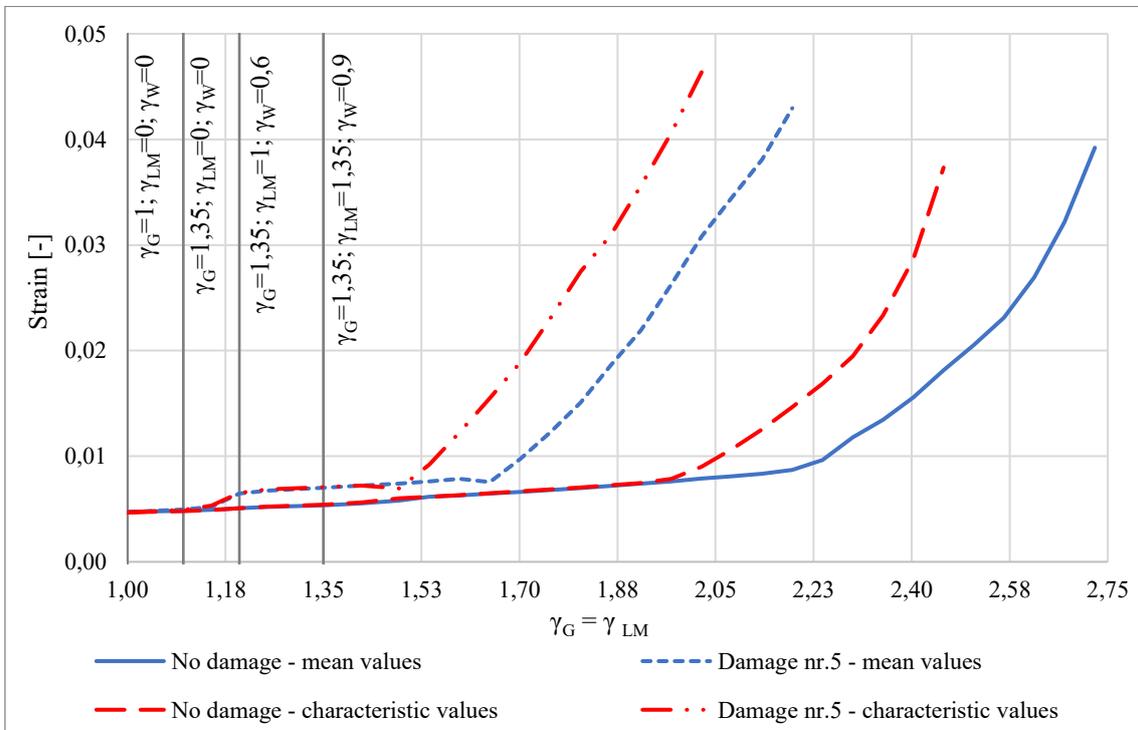


Figura 62 - Deformazione trefoli pre-tesi - Sano-D5

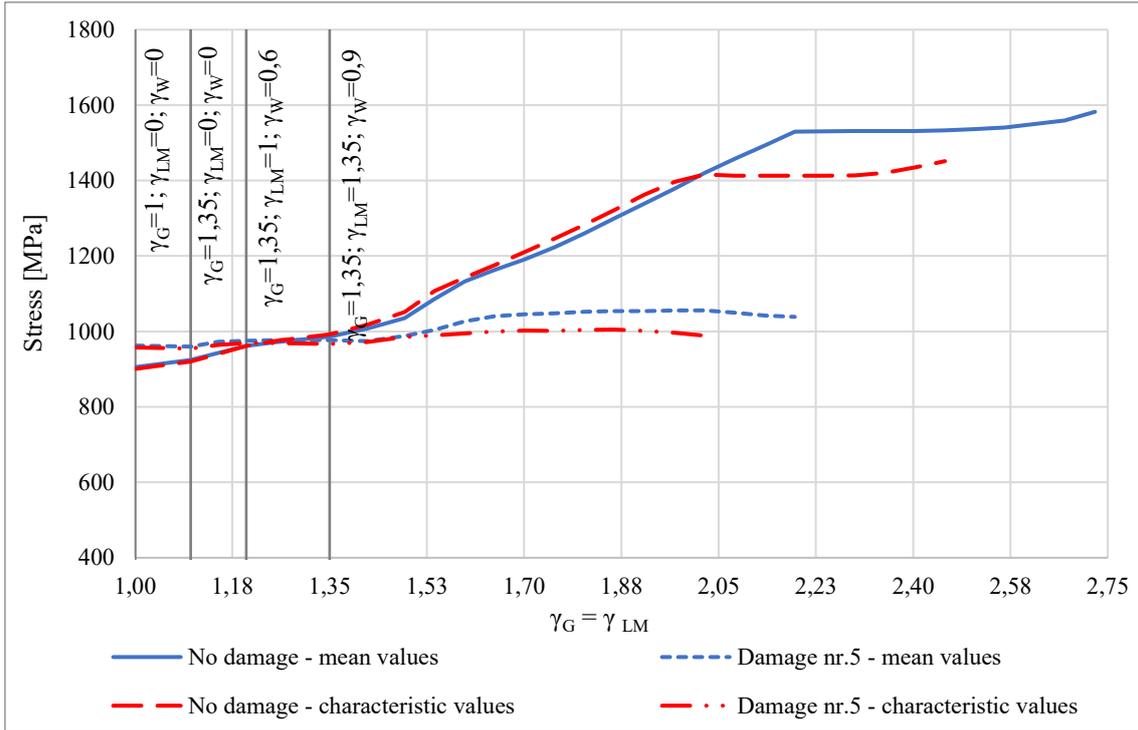


Figura 63 - Tensione cavo post-teso - Sano-D5

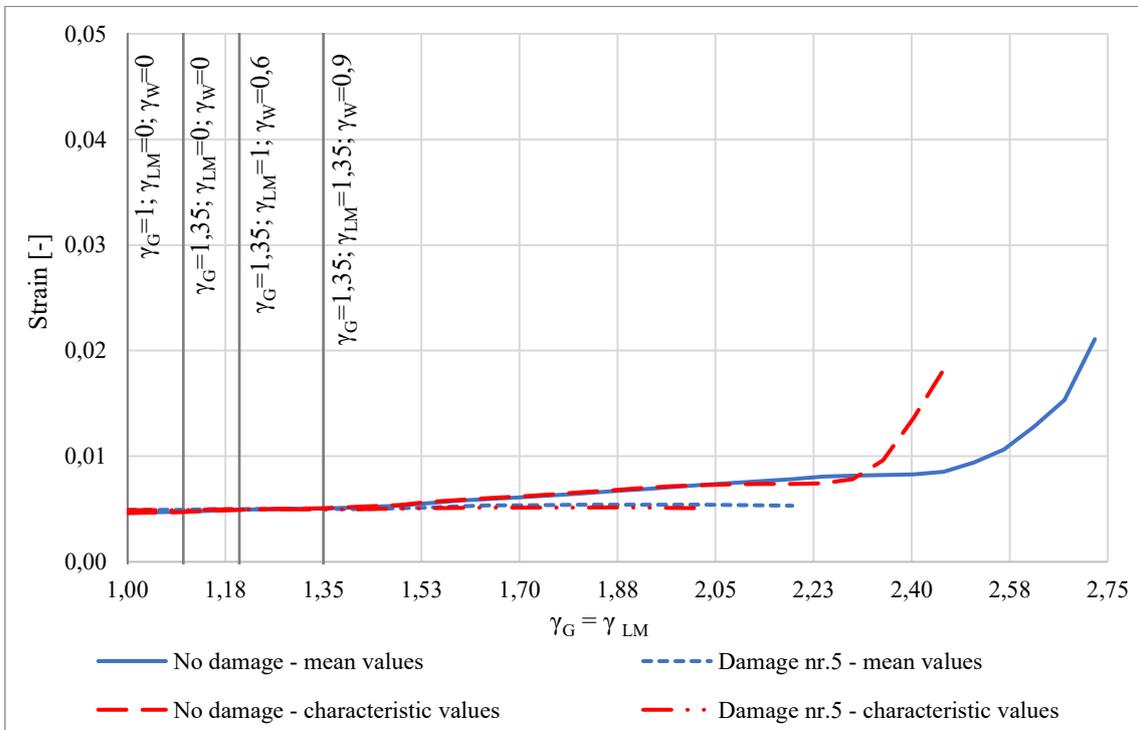


Figura 64 - Deformazione cavo post-teso - Sano-D5

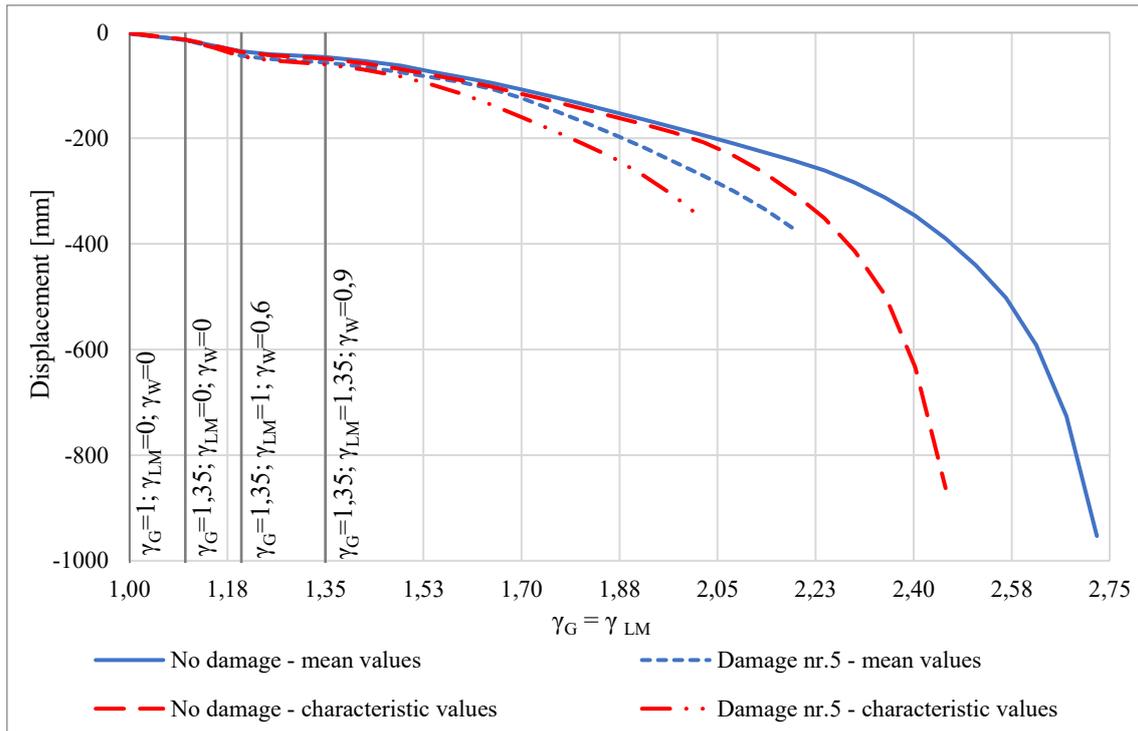


Figura 65 - Abbassamento trave - Sano-D5

Dai grafici si osserva che, in questo caso, il collasso dell'impalcato avviene per il raggiungimento della tensione di rottura nei trefoli della trave TL1 (Figura 61) e per il raggiungimento della massima resistenza a trazione del calcestruzzo della trave TL1 su tutta la sua altezza (Figure 57 e 58). Inoltre, in accordo con quanto ci si aspetta dalla tipologia di danno applicata, nella Figura 63 si nota come, nonostante il cavo post-teso della trave TL1 sia non efficace per un tratto di 4m in corrispondenza della mezzeria, le sue restanti porzioni integre e aderenti al calcestruzzo contribuiscono ancora alla resistenza dell'impalcato. Infine la Figura 60 evidenzia come, al momento del collasso, le tensioni ad estradosso soletta sono ancora minori della massima resistenza a compressione raggiungibile dal calcestruzzo.

#### Valutazione della sicurezza strutturale

Di seguito si riportano i risultati della verifica sull'affidabilità strutturale effettuata per il caso di impalcato con Danno 5 applicando il safety format ECoV (Tabella 38). Dall'analisi dei dati si evince che, nel caso di impalcato con Danno 5, la combinazione delle azioni al collasso supera di circa il 17% la condizione di SLU definita dalla norma.

<b>Impalcato con Danno 5</b>	<b>Perm. (G)</b>	<b>Traffic (LM)</b>	<b>Wind (W)</b>
$R_{NLFEA}$ con resistenze medie $\lambda_u(X_m; a_{nom})$	2.187	2.187	1.458
$R_{NLFEA}$ con resistenze caratteristiche $\lambda_u(X_k; a_{nom})$	2.03	2.03	1.35
Coefficiente di variazione $V_R - ECoV$		0.047	
Fattore di sicurezza della resistenza globale $\gamma_R$		1.15	
Fattore di sicurezza di incertezza modello $\gamma_{Rd}$		1.20	
Resistenza di progetto $R_d = \lambda_d$	1.58	1.58	1.05
Azioni di progetto $\gamma$	1.35	1.35	0.9
Verifica $\lambda_d \geq \gamma$	✓	✓	✓

Tabella 38 - Verifica di affidabilità - Danno 5

*Prova di carico con mezzi pesanti*

Nelle Tabelle 39 e 40 vengono esplicitati e confrontati i risultati del modello sano e del modello danneggiato in termini di differenziali di spostamento e rotazione.

Le differenze di spostamento sono riportate in Tabella 39 e sono al disotto del millimetro, mentre dalla Tabella 40 si nota come i differenziali di rotazione dei due modelli differiscono tra loro al massimo dell'ordine del centesimo di mrad (centesimo del centesimo di grado).

Anche in questo caso quindi le variazioni risultano essere molto piccole e una loro rilevazione con la strumentazione di monitoraggio installata sul viadotto è praticamente impossibile.

<b>Parametro</b>	<b>Trave</b>	<b>Differenziale [mm]</b>	
		<b>Sano</b>	<b>D5</b>
Spostamento verticale da estradosso soletta in mezzeria dell'impalcato	TL 1	-10.89	-10.97
	TL 2	-8.15	-8.19
	TL 3	-5.15	-5.18
	TL 4	-2.37	-2.38
	TL 5	0.02	0.02
	TL 6	2.31	2.33

Tabella 39 - Confronto dei differenziali di spostamento - Sano-D5

Parametro	Trave	Differenziale [mrad]		Differenziale [ $\circ \cdot 10^{-2}$ ]	
		Sano	D5	Sano	D5
Rotazioni longitudinali in appoggio, lato nord	TL 1	0.763	0.757	4.37	4.34
	TL 2	0.568	0.563	3.25	3.23
	TL 3	0.362	0.356	2.07	2.04
	TL 4	0.180	0.173	1.03	0.99
	TL 5	0.012	0.005	0.07	0.03
	TL 6	-0.145	-0.156	-0.83	-0.89
Rotazioni longitudinali in appoggio, lato sud	TL 1	0.763	0.757	4.37	4.34
	TL 2	0.568	0.563	3.25	3.23
	TL 3	0.362	0.356	2.07	2.04
	TL 4	0.180	0.173	1.03	0.99
	TL 5	0.012	0.005	0.07	0.03
	TL 6	-0.145	-0.156	-0.83	-0.89
Rotazioni longitudinali in mezzeria	TL 1	0.076	0.082	0.44	0.47
	TL 2	0.060	0.060	0.34	0.34
	TL 3	0.032	0.032	0.18	0.18
	TL 4	0.016	0.016	0.09	0.09
	TL 5	0.000	0.000	0.00	0.00
	TL 6	-0.014	-0.014	-0.08	-0.08
Rotazioni trasversali in mezzeria	TL 1	-0.264	-0.266	-1.51	-1.52
	TL 2	-0.318	-0.321	-1.82	-1.84
	TL 3	-0.281	-0.282	-1.61	-1.62
	TL 4	-0.260	-0.262	-1.49	-1.50
	TL 5	0.246	0.247	1.41	1.41
	TL 6	0.242	0.243	1.39	1.39

Tabella 40 - Confronto dei differenziali di rotazione - Sano-D5

### 3.3.7 Danno 6

In questa situazione si è scelto di simulare il degrado dei soli trefoli da pre-tensione e delle armature lente. Nessun danno è stato ipotizzato per il cavo post-teso e per il calcestruzzo.

Trave	Sezione	Danno applicato	Estensione
TL1	Mezzeria	Rottura di 19 trefoli pre-tesi	2m
		Rottura di 4 barre longitudinali in Pos.25	2m

Tabella 41 - Caratteristiche Danno 6

Analisi a collasso

Nelle tabelle 42 e 43 si riportano i valori del massimo fattore  $\gamma$  raggiunto dall'impalcato incrementando la condizione di SLU fino al raggiungimento del collasso.

Tempo [giorni]	Incremento di carico	$\gamma_G = \gamma_{LM}$	$\gamma_W$
17892.2	+ 74 % Rispetto alla combinazione SLU	2.349	1.566
17892.4	+ 78 % Rispetto alla combinazione SLU	NON CONVERGE	

Tabella 42 - Danno 6 - Resistenze medie – moltiplicatore di collasso

Tempo [giorni]	Incremento di carico	$\gamma_G = \gamma_{LM}$	$\gamma_W$
17891.4	+ 58 % Rispetto alla combinazione SLU	2.133	1.422
17891.6	+ 62 % Rispetto alla combinazione SLU	NON CONVERGE	

Tabella 43 - Danno 6 - Resistenze caratteristiche – moltiplicatore di collasso

Di seguito vengono riportati i grafici rappresentativi del confronto tra la risposta strutturale del modello Sano e di quello con Danno 6.

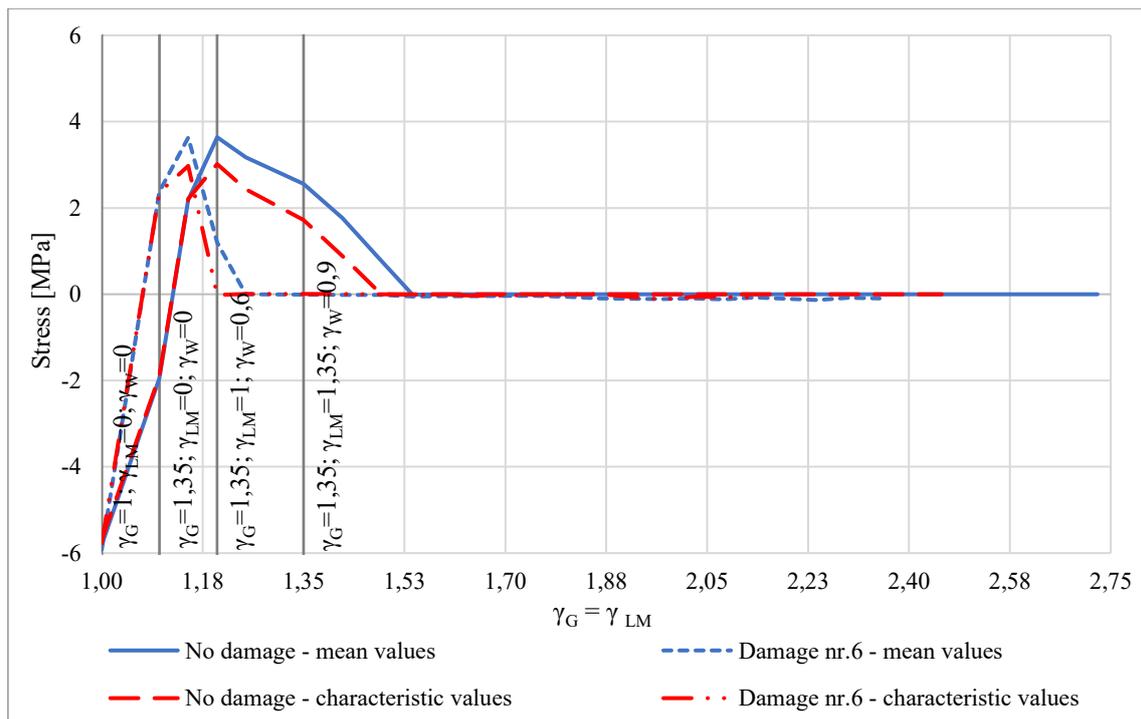


Figura 66 - Tensioni a intradosso trave - Sano-D6

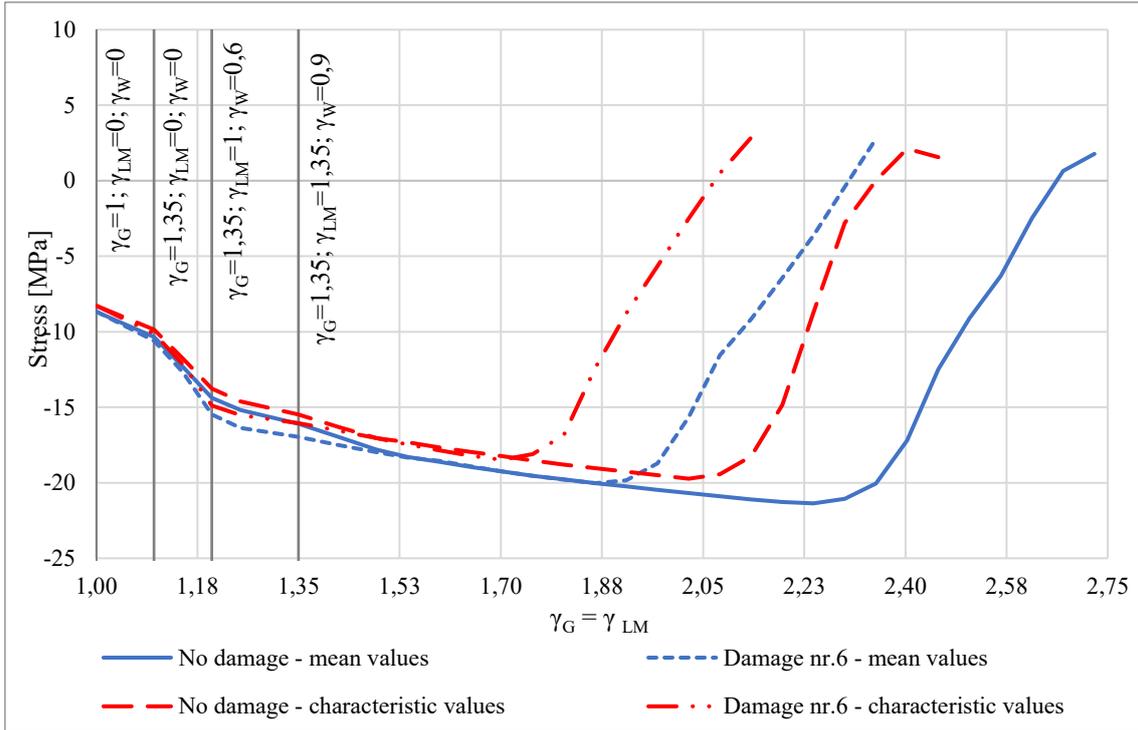


Figura 67 - Tensioni a estradosso trave - Sano-D6

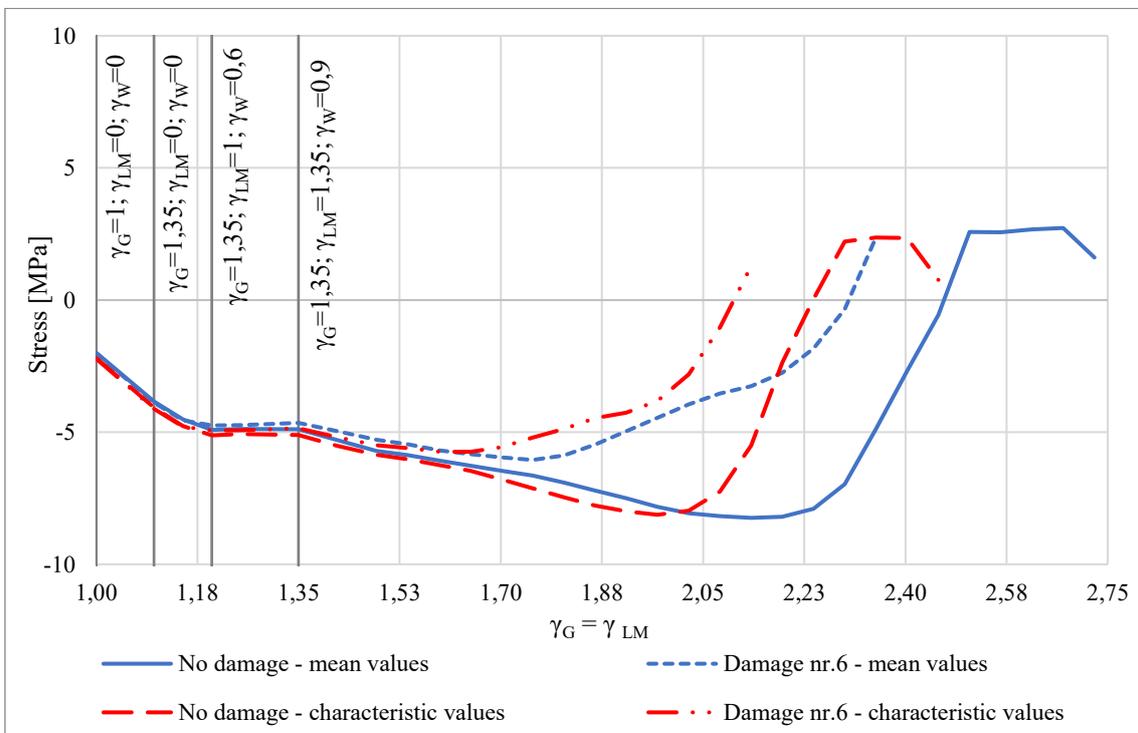


Figura 68 - Tensioni a intradosso soletta - Sano-D6

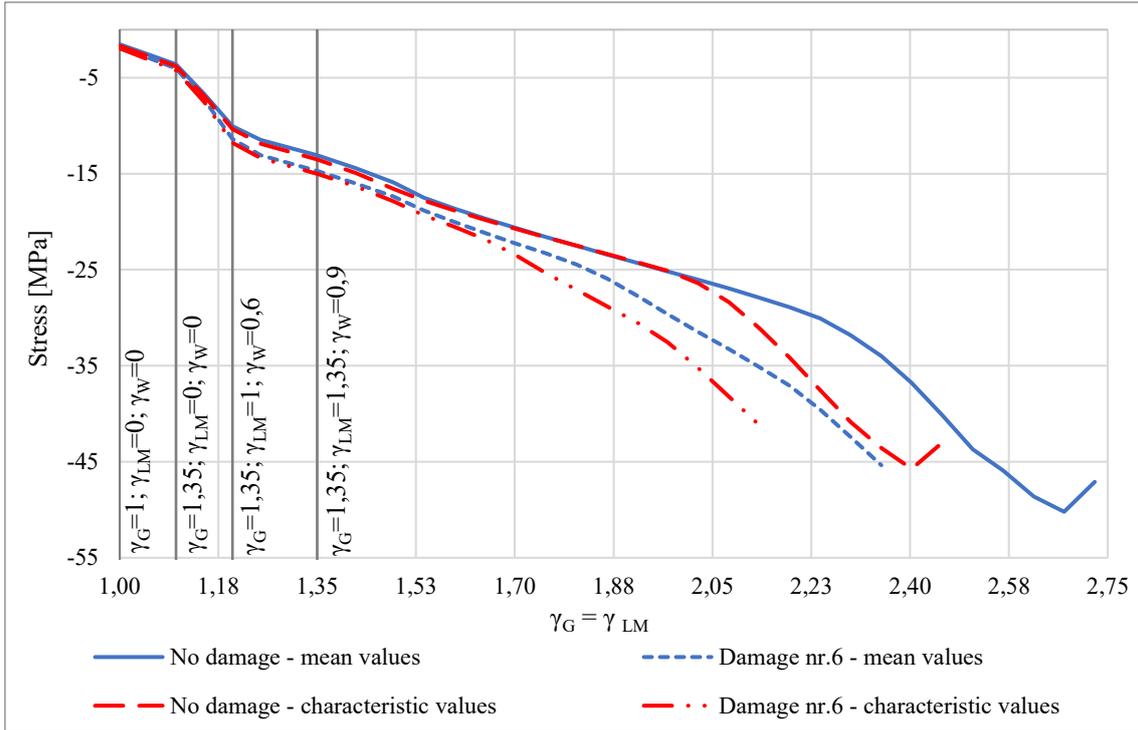


Figura 69 - Tensioni a estradosso soletta - Sano-D6

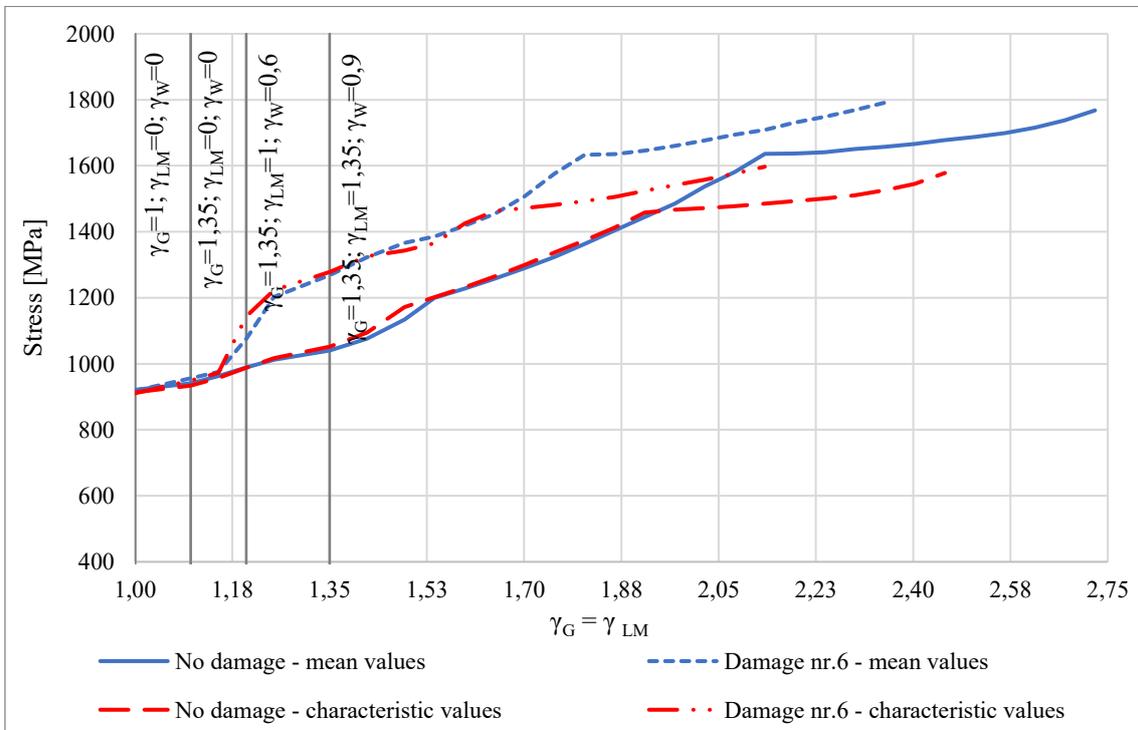


Figura 70 - Tensione trefoli pre-tesi - Sano-D6

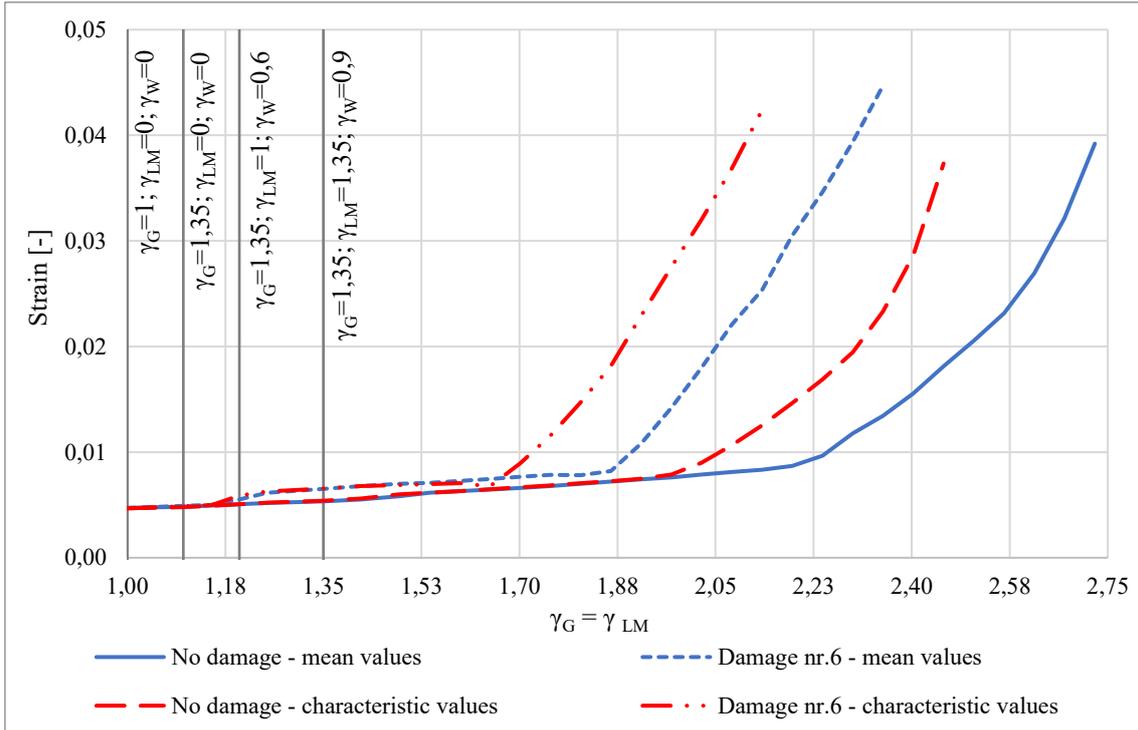


Figura 71 - Deformazione trefoli pre-tesi - Sano-D6

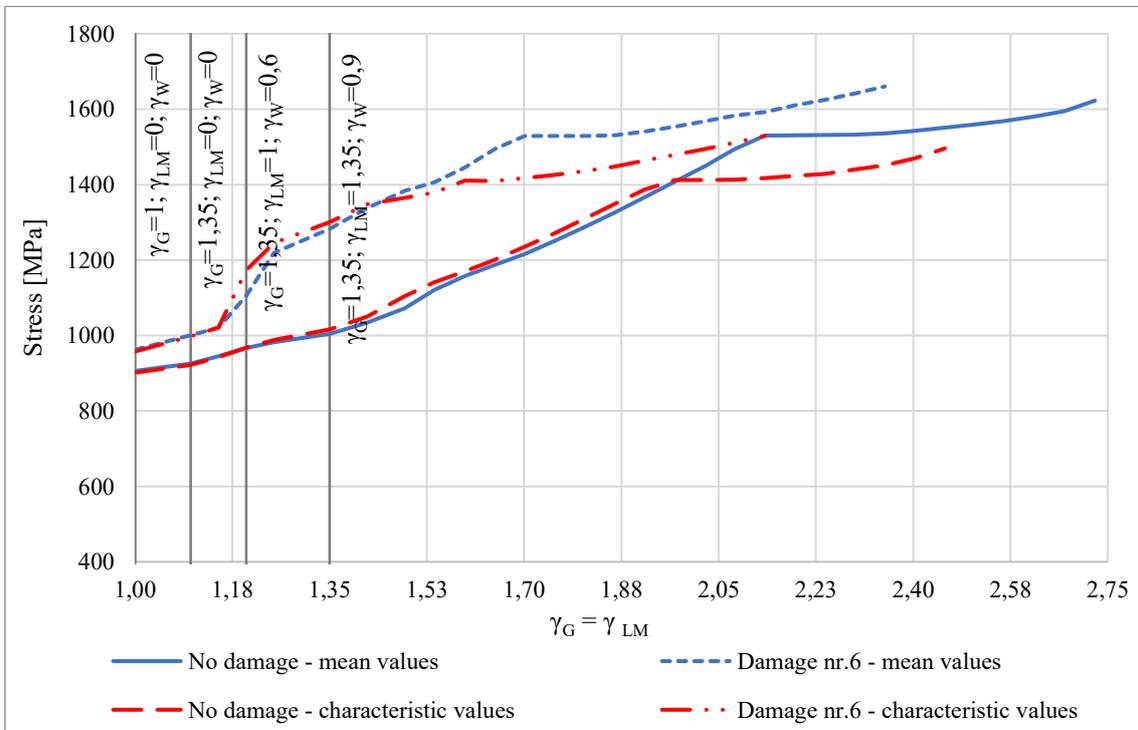


Figura 72 - Tensione cavo post-teso - Sano-D6

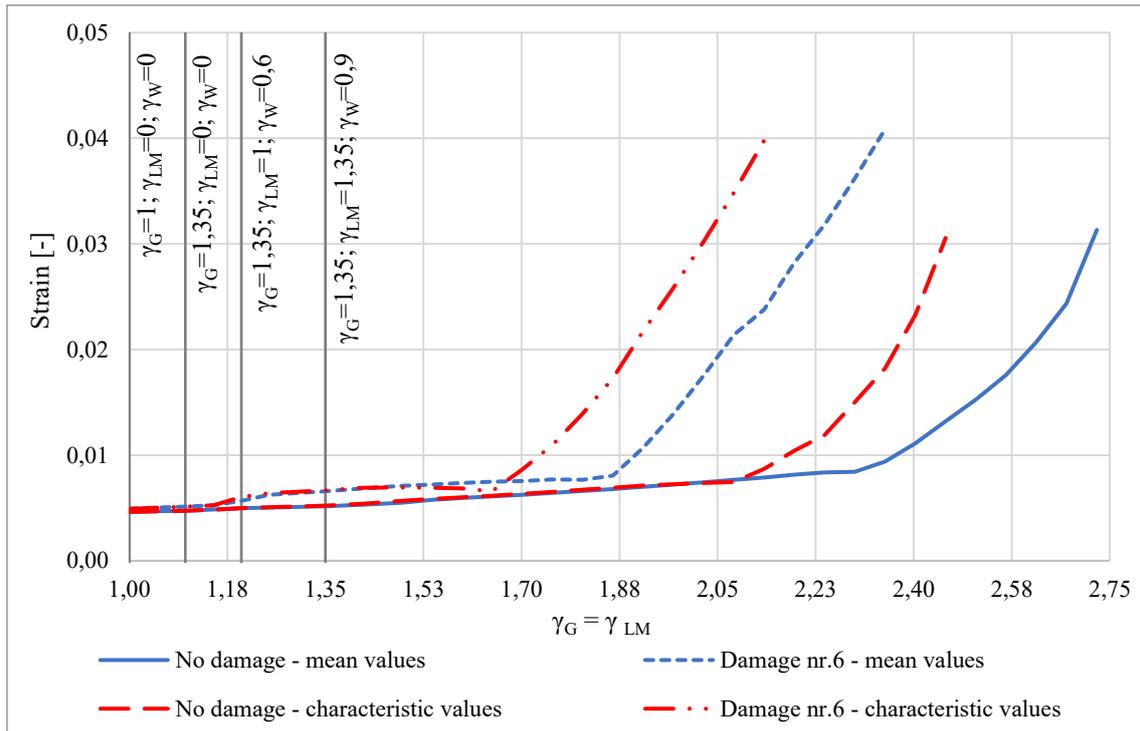


Figura 73 - Deformazione cavo post-teso - Sano-D6

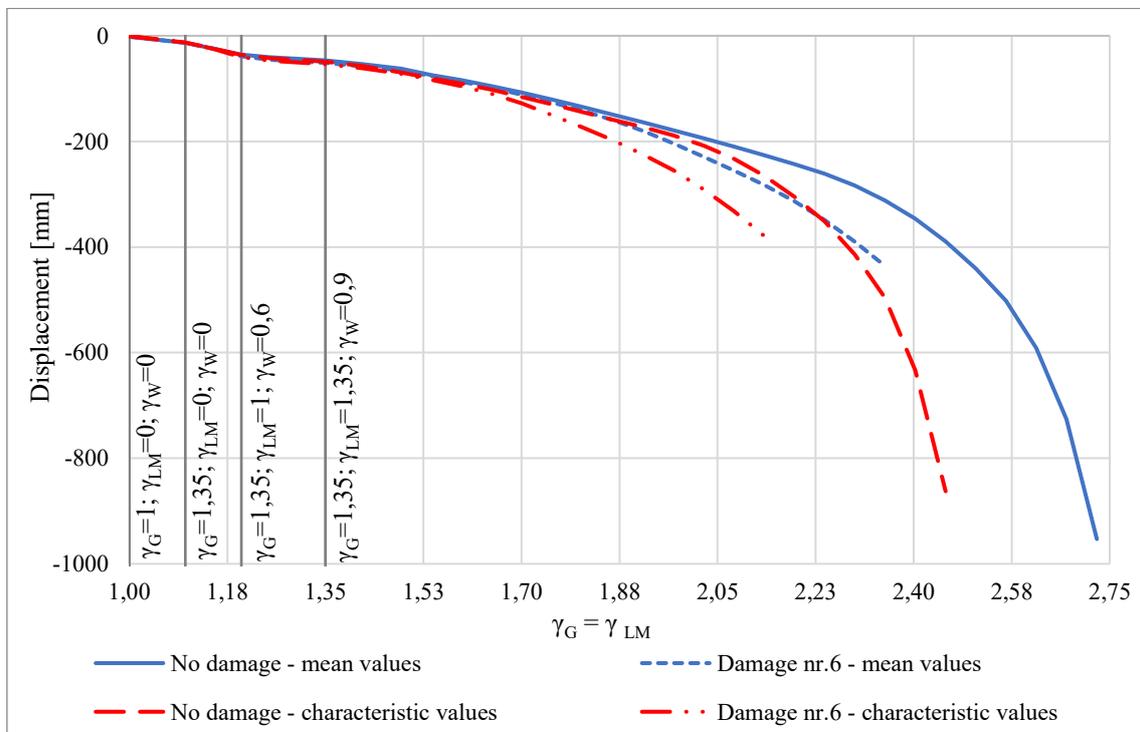


Figura 74 - Abbassamento trave - Sano-D6

In questo caso i grafici sopra riportati mostrano che il collasso avviene per raggiungimento della massima resistenza a trazione del calcestruzzo della trave TL1 su tutta la sua altezza (Figure 66 e 67). Al momento del collasso, poi, le tensioni nei trefoli e nel cavo post-teso della trave TL1 sono prossime alle rispettive tensioni di rottura (Figure 70 e 72) mentre le tensioni a estradosso della soletta sono ancora minori della massima resistenza a compressione del calcestruzzo (Figura 69).

#### Valutazione della sicurezza strutturale

Di seguito si riportano i risultati della verifica sull'affidabilità strutturale effettuata per il caso di impalcato con Danno 6 applicando il safety format ECoV (Tabella 44).

<b>Impalcato con Danno 6</b>	<b>Perm. (G)</b>	<b>Traffic (LM)</b>	<b>Wind (W)</b>
$R_{NLFEA}$ con resistenze medie $\lambda_u(X_m; a_{nom})$	2.349	2.349	1.566
$R_{NLFEA}$ con resistenze caratteristiche $\lambda_u(X_k; a_{nom})$	2.13	2.13	1.422
Coefficiente di variazione $V_R$ - ECoV		0.058	
Fattore di sicurezza della resistenza globale $\gamma_R$		1.19	
Fattore di sicurezza di incertezza modello $\gamma_{Rd}$		1.20	
Resistenza di progetto $R_d = \lambda_d$	1.64	1.64	1.09
Azioni di progetto $\gamma$	1.35	1.35	0.9
Verifica $\lambda_d \geq \gamma$	✓	✓	✓

Tabella 44 - Verifica di affidabilità - Danno 6

Dall'analisi dei dati si evince che, nel caso di impalcato con Danno 6, la combinazione delle azioni al collasso supera di circa il 21% la condizione di SLU definita dalla norma.

#### Prova di carico con mezzi pesanti

Nelle Tabelle 45 e 46 vengono esplicitati e confrontati i risultati del modello sano e del modello danneggiato in termini di differenziali di spostamento e rotazione.

Come è evidente, anche in questo caso tali differenziali differiscono di quantità così piccole da non consentire una rilevazione del danneggiamento presente sull'impalcato da parte del sistema di monitoraggio installato.

Parametro	Trave	Differenziale [mm]	
		Sano	D6
Spostamento verticale da estradosso soletta in mezzeria dell'impalcato	TL 1	-10.89	-10.91
	TL 2	-8.15	-8.16
	TL 3	-5.15	-5.16
	TL 4	-2.37	-2.38
	TL 5	0.02	0.02
	TL 6	2.31	2.32

Tabella 45 - Confronto dei differenziali di spostamento - Sano-D6

Parametro	Trave	Differenziale [mrad]		Differenziale [ $\cdot 10^{-2}$ ]	
		Sano	D6	Sano	D6
Rotazioni longitudinali in appoggio, lato nord	TL 1	0.763	0.755	4.37	4.32
	TL 2	0.568	0.562	3.25	3.22
	TL 3	0.362	0.355	2.07	2.03
	TL 4	0.180	0.173	1.03	0.99
	TL 5	0.012	0.005	0.07	0.03
	TL 6	-0.145	-0.155	-0.83	-0.89
Rotazioni longitudinali in appoggio, lato sud	TL 1	0.763	0.755	4.37	4.32
	TL 2	0.568	0.562	3.25	3.22
	TL 3	0.362	0.355	2.07	2.03
	TL 4	0.180	0.173	1.03	0.99
	TL 5	0.012	0.005	0.07	0.03
	TL 6	-0.145	-0.155	-0.83	-0.89
Rotazioni longitudinali in mezzeria	TL 1	0.076	0.078	0.44	0.45
	TL 2	0.060	0.060	0.34	0.34
	TL 3	0.032	0.032	0.18	0.18
	TL 4	0.016	0.016	0.09	0.09
	TL 5	0.000	0.000	0.00	0.00
	TL 6	-0.014	-0.014	-0.08	-0.08
Rotazioni trasversali in mezzeria	TL 1	-0.264	-0.264	-1.51	-1.51
	TL 2	-0.318	-0.319	-1.82	-1.83
	TL 3	-0.281	-0.281	-1.61	-1.61
	TL 4	-0.260	-0.261	-1.49	-1.49
	TL 5	0.246	0.246	1.41	1.41
	TL 6	0.242	0.243	1.39	1.39

Tabella 46 - Confronto dei differenziali di rotazione - Sano-D6

### 3.3.8 Danno 7

Per il danneggiamento 7 si è scelto di modellare la stessa tipologia di degrado simulata nel Danno 6 andando a considerare tuttavia la rottura di 38 trefoli pre-tesi della trave TL1 invece di 19.

In questo modo si è quindi portato da circa il 20% a circa il 40% il quantitativo di armatura da pretensione della trave non più in grado di contribuire alla resistenza strutturale nella sezione di mezzeria.

Per quanto riguarda invece il degrado delle armature lente esso è lo stesso che è stato considerato nel danneggiamento 6, mentre nessun degrado è stato considerato per il calcestruzzo e per il cavo post-teso.

Trave	Sezione	Danno applicato	Estensione
TL1	Mezzeria	Rottura di 38 trefoli pre-tesi	2m
		Rottura di 4 barre longitudinali in Pos.25	2m

Tabella 47 - Caratteristiche Danno 7

#### Analisi a collasso

Nelle tabelle 48 e 49 si riportano i valori del massimo fattore  $\gamma$  raggiunto dall'impalcato incrementando la condizione di SLU fino al raggiungimento del collasso.

Tempo [giorni]	Incremento di carico	$\gamma_G = \gamma_{LM}$	$\gamma_W$
17891.2	+ 54 % Rispetto alla combinazione SLU	2.079	1.386
17891.4	+ 58 % Rispetto alla combinazione SLU	NON CONVERGE	

Tabella 48 - Danno 7 - Resistenze medie – moltiplicatore di collasso

Tempo [giorni]	Incremento di carico	$\gamma_G = \gamma_{LM}$	$\gamma_W$
17890.6	+ 42 % Rispetto alla combinazione SLU	1.917	1.278
17890.8	+ 46 % Rispetto alla combinazione SLU	NON CONVERGE	

Tabella 49 - Danno 7 - Resistenze caratteristiche – moltiplicatore di collasso

Di seguito vengono riportati i grafici rappresentativi del confronto tra la risposta strutturale del modello Sano e di quello con Danno 7.

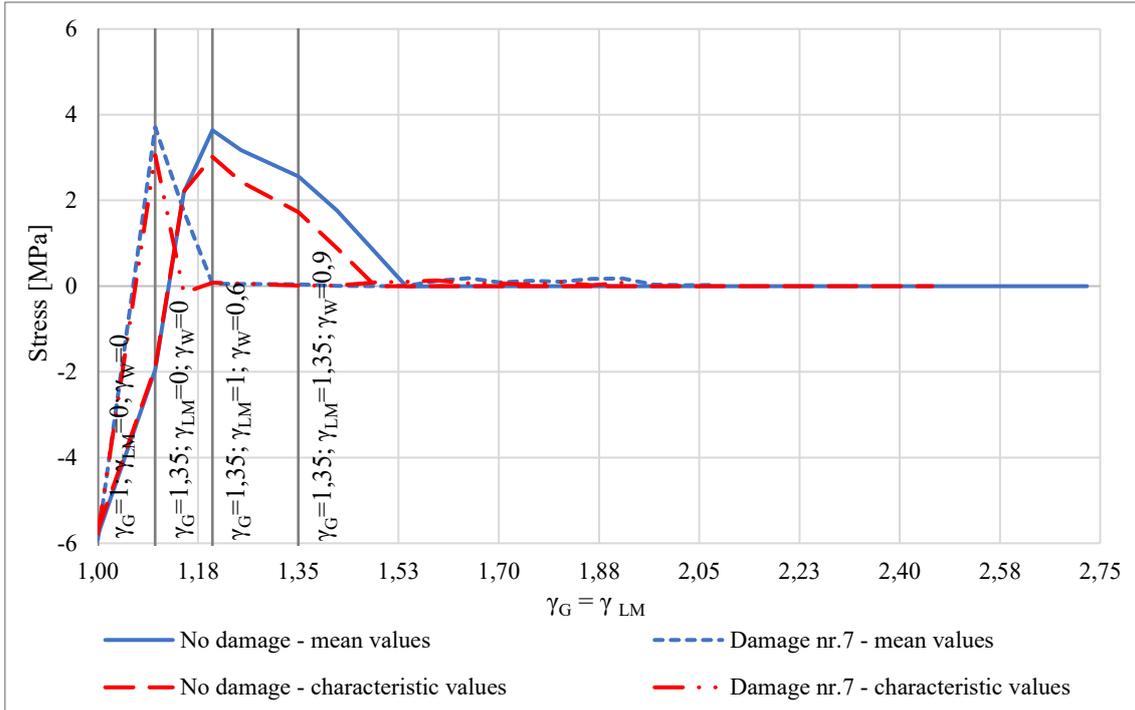


Figura 75 - Tensioni a intradosso trave - Sano-D7

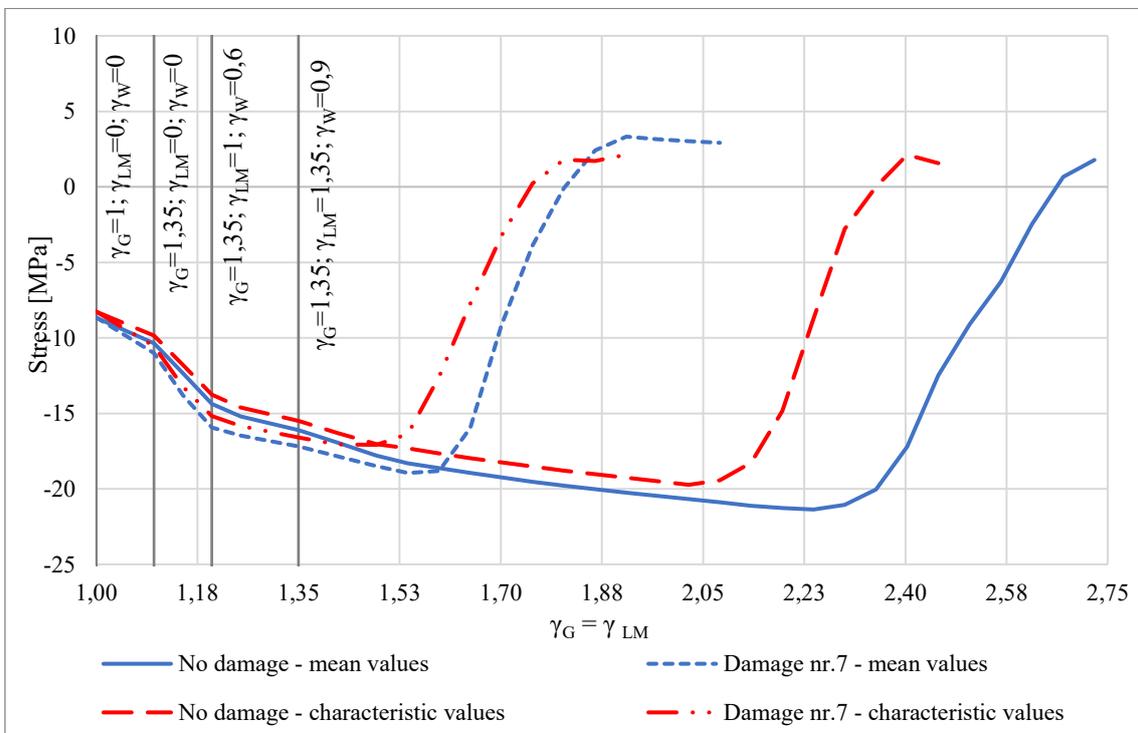


Figura 76 - Tensioni a estradosso trave - Sano-D7

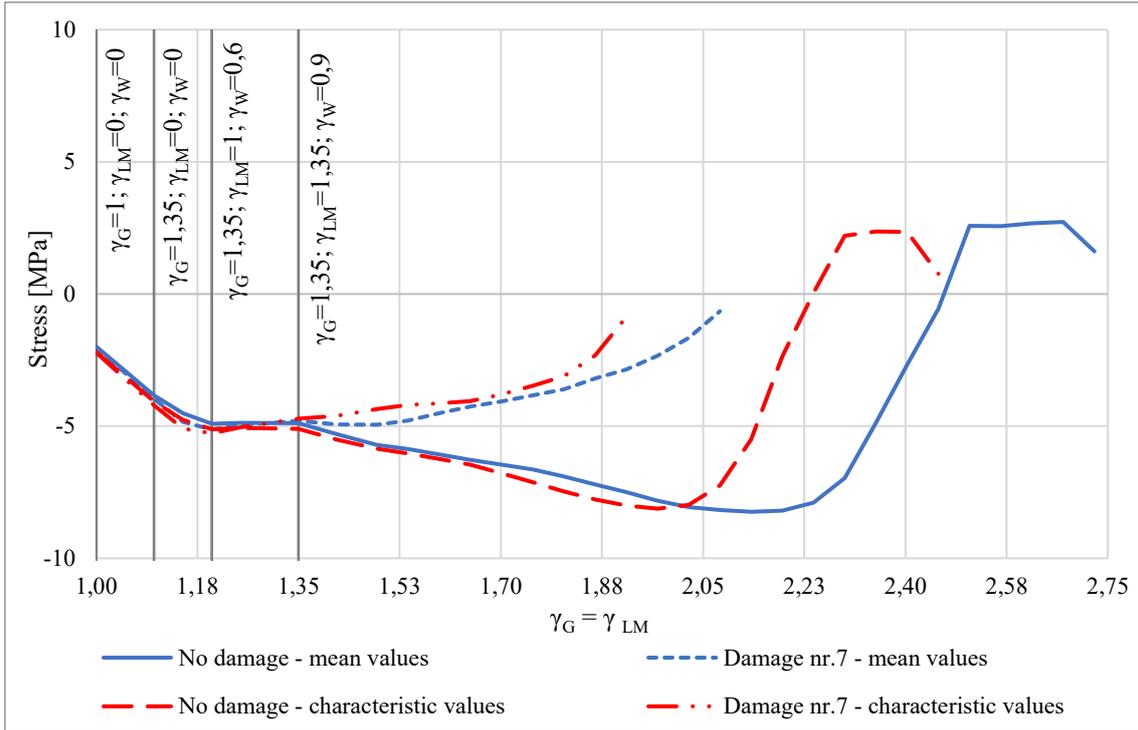


Figura 77 - Tensioni a intradosso soletta - Sano-D7

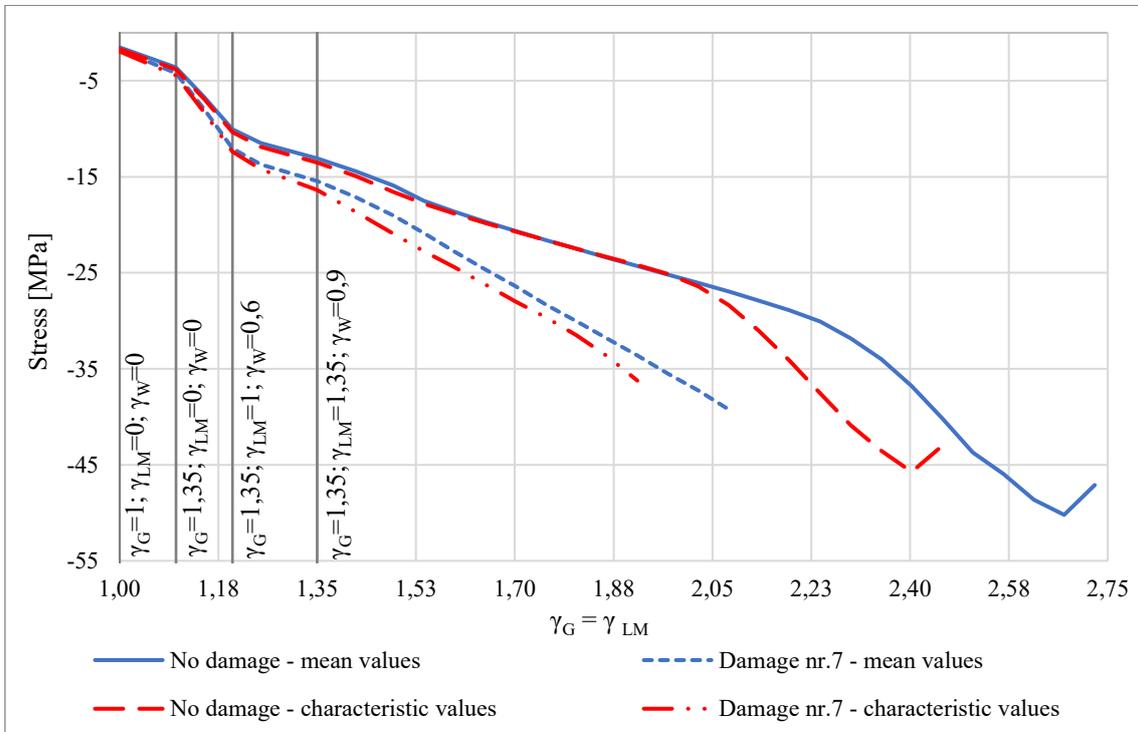


Figura 78 - Tensioni a estradosso soletta - Sano-D7

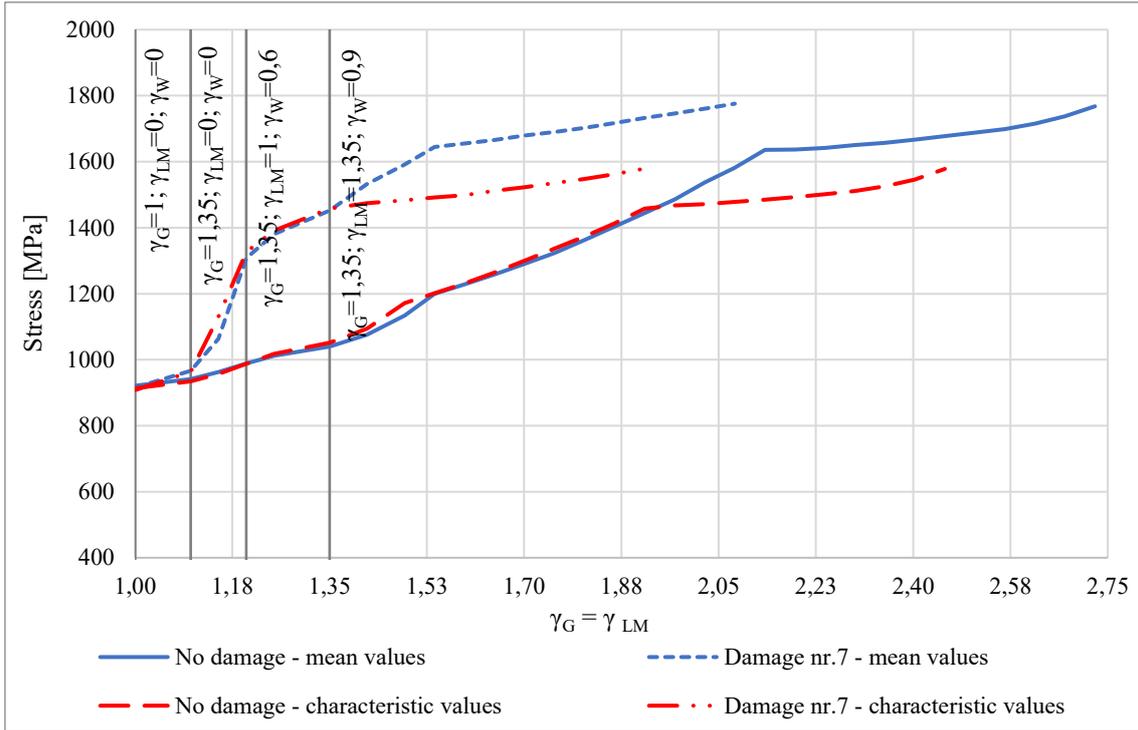


Figura 79 - Tensione trefoli pre-tesi - Sano-D7

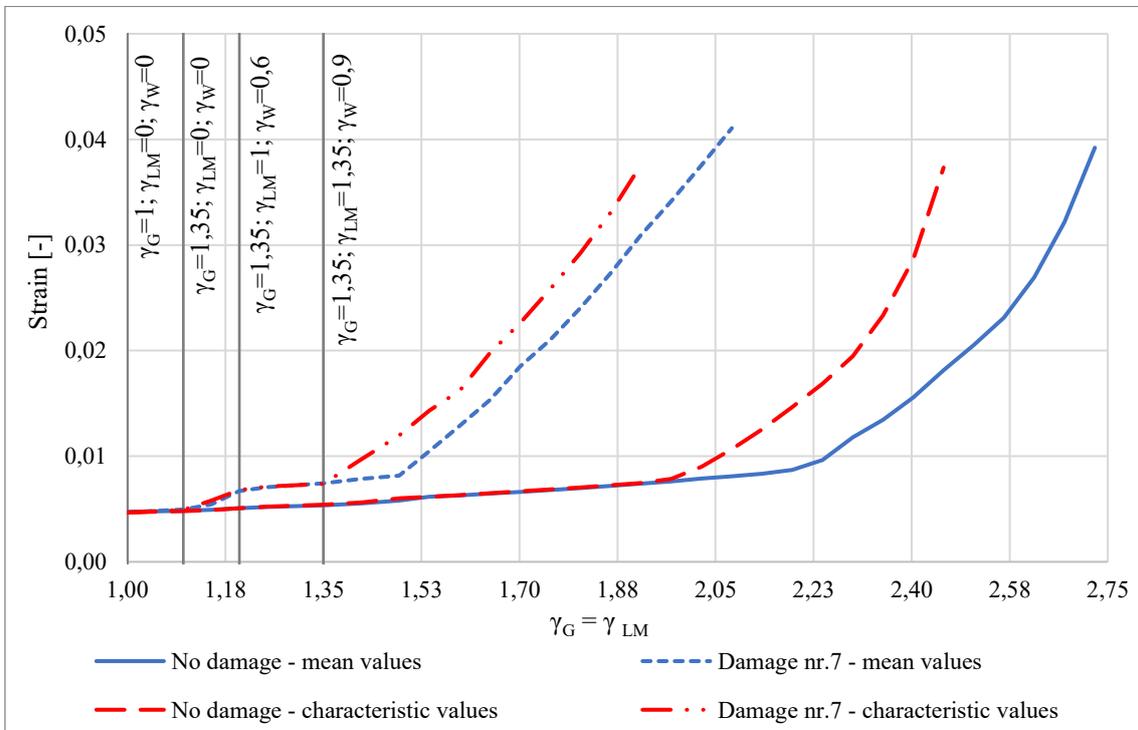


Figura 80 - Deformazione trefoli pre-tesi - Sano-D7

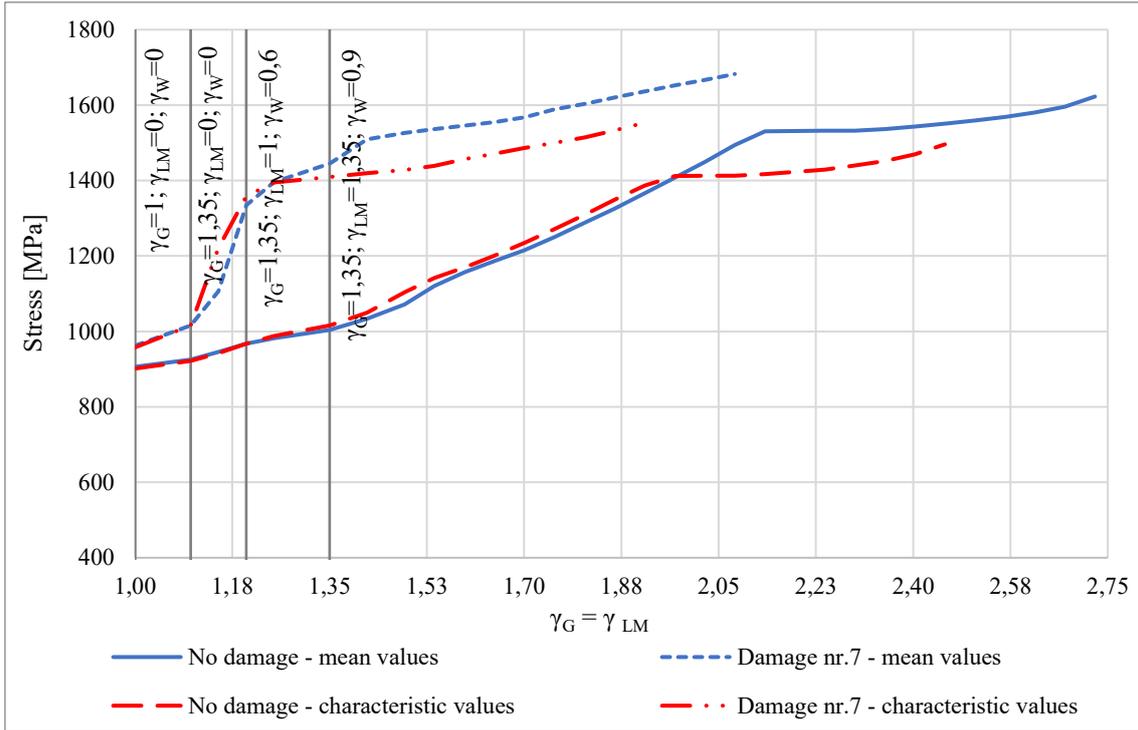


Figura 81 - Tensione cavo post-teso - Sano-D7

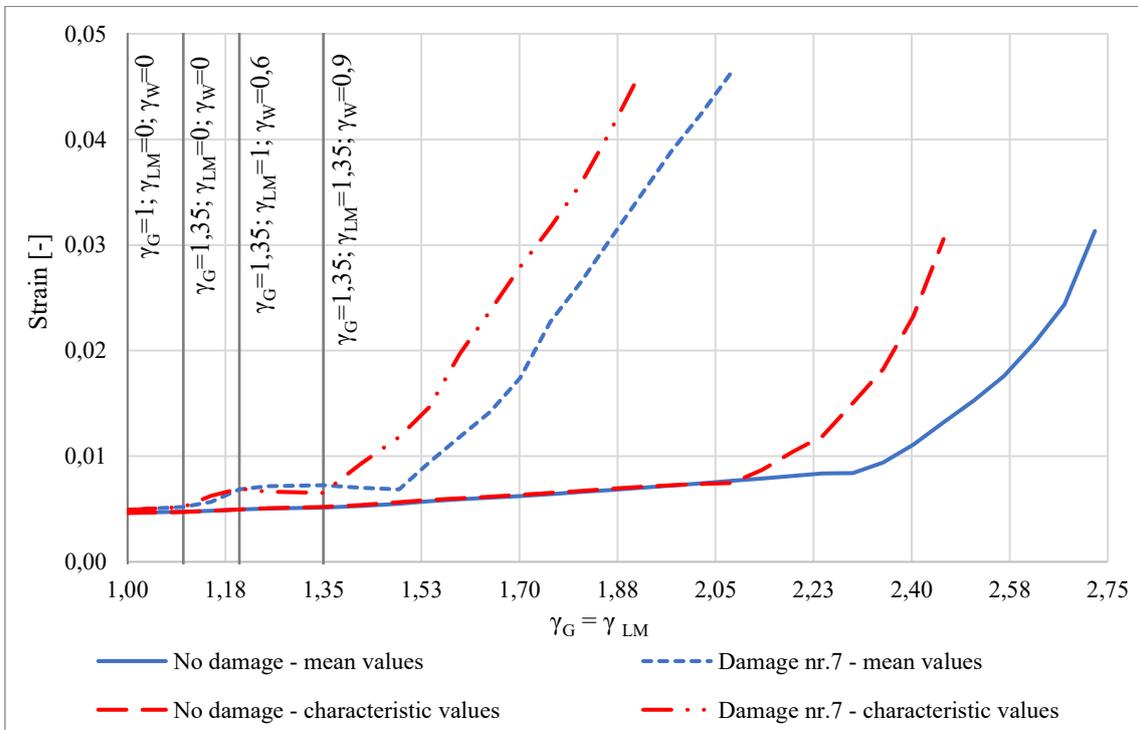


Figura 82 - Deformazione cavo post-teso - Sano-D7

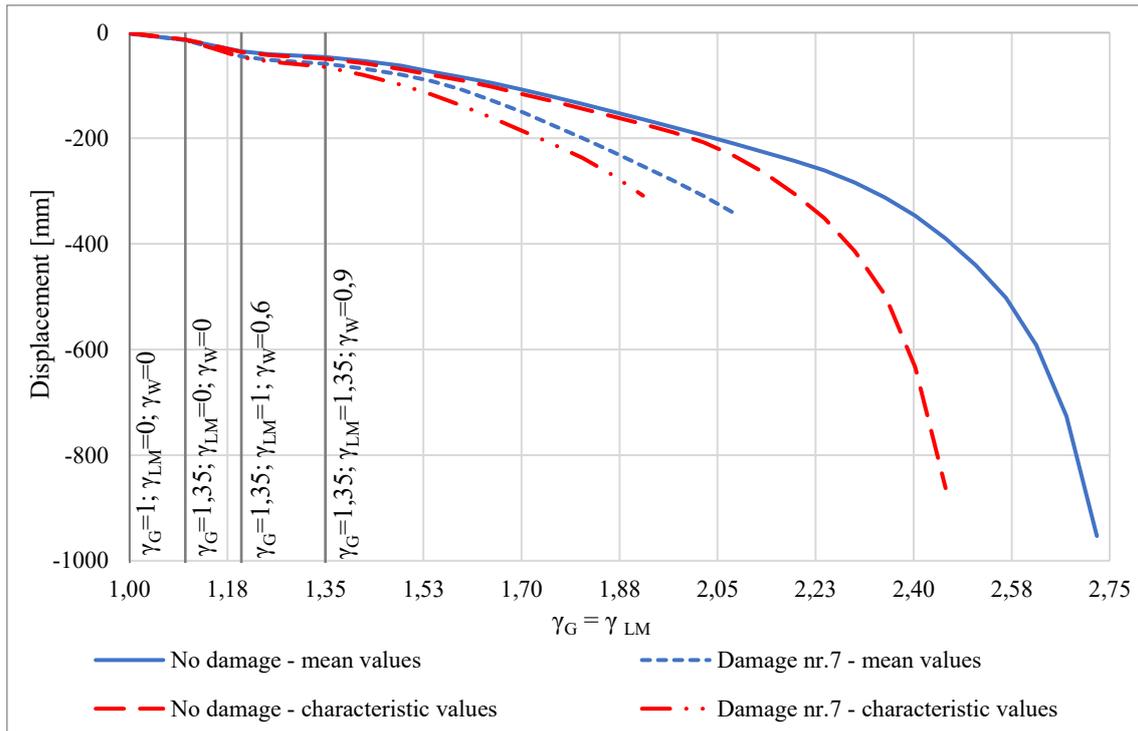


Figura 83 - Abbassamento trave - Sano-D7

I grafici appena riportati evidenziano che in tale situazione il collasso avviene per il raggiungimento della tensione di rottura del cavo post-teso della trave TL1 (Figura 81) e per il raggiungimento della massima resistenza a trazione del calcestruzzo della trave TL1 su tutta la sua altezza (Figure 75 e 76). Inoltre, la Figura 79 mostra che, in condizioni ultime, anche i trefoli pre-tesi della trave TL1 sono prossimi al raggiungimento della massima tensione di rottura. Infine si nota anche come, al momento del collasso, le tensioni a estradosso della soletta sono ancora inferiori alla massima resistenza a compressione del calcestruzzo (Figura 78).

#### Valutazione della sicurezza strutturale

Di seguito si riportano i risultati della verifica sull'affidabilità strutturale effettuata per il caso di impalcato con Danno 7 applicando il safety format ECoV (Tabella 50).

Dall'analisi dei dati si evince che, nel caso di impalcato con Danno 7, la combinazione delle azioni al collasso supera di circa il 10% la condizione di SLU definita dalla normativa.

<b>Impalcato con Danno 7</b>	<b>Perm. (G)</b>	<b>Traffic (LM)</b>	<b>Wind (W)</b>
$R_{NLFEA}$ con resistenze medie $\lambda_u(X_m; a_{nom})$	2.079	2.079	1.386
$R_{NLFEA}$ con resistenze caratteristiche $\lambda_u(X_k; a_{nom})$	1.92	1.92	1.278
Coefficiente di variazione $V_R - ECoV$		0.049	
Fattore di sicurezza della resistenza globale $\gamma_R$		1.16	
Fattore di sicurezza di incertezza modello $\gamma_{Rd}$		1.20	
Resistenza di progetto $R_d = \lambda_d$	1.49	1.49	0.99
Azioni di progetto $\gamma$	1.35	1.35	0.9
Verifica $\lambda_d \geq \gamma$	✓	✓	✓

Tabella 50 - Verifica di affidabilità - Danno 7

*Prova di carico con mezzi pesanti*

Nelle Tabelle 51 e 52 vengono esplicitati e confrontati i risultati del modello sano e del modello danneggiato in termini di differenziali di rotazione e spostamento.

<b>Parametro</b>	<b>Trave</b>	<b>Differenziale [mrad]</b>		<b>Differenziale [<math>\cdot 10^{-2}</math>]</b>	
		<b>Sano</b>	<b>D7</b>	<b>Sano</b>	<b>D7</b>
Rotazioni longitudinali in appoggio, lato nord	TL 1	0.763	0.760	4.37	4.35
	TL 2	0.568	0.566	3.25	3.24
	TL 3	0.362	0.357	2.07	2.05
	TL 4	0.180	0.174	1.03	1.00
	TL 5	0.012	0.005	0.07	0.03
	TL 6	-0.145	-0.157	-0.83	-0.90
Rotazioni longitudinali in appoggio, lato sud	TL 1	0.763	0.760	4.37	4.35
	TL 2	0.568	0.566	3.25	3.24
	TL 3	0.362	0.357	2.07	2.05
	TL 4	0.180	0.174	1.03	1.00
	TL 5	0.012	0.005	0.07	0.03
	TL 6	-0.145	-0.157	-0.83	-0.90
Rotazioni longitudinali in mezzeria	TL 1	0.076	0.091	0.44	0.52
	TL 2	0.060	0.060	0.34	0.35
	TL 3	0.032	0.032	0.18	0.18
	TL 4	0.016	0.016	0.09	0.09
	TL 5	0.000	0.000	0.00	0.00
	TL 6	-0.014	-0.014	-0.08	-0.08
Rotazioni trasversali in mezzeria	TL 1	-0.264	-0.270	-1.51	-1.55
	TL 2	-0.318	-0.323	-1.82	-1.85
	TL 3	-0.281	-0.284	-1.61	-1.63
	TL 4	-0.260	-0.263	-1.49	-1.51
	TL 5	0.246	0.248	1.41	1.42
	TL 6	0.242	0.245	1.39	1.40

Tabella 51 - Confronto dei differenziali di rotazione - Sano-D7

Parametro	Trave	Differenziale [mm]	
		Sano	D7
Spostamento verticale da estradosso soletta in mezzeria dell'impalcato	TL 1	-10.89	-11.08
	TL 2	-8.15	-8.24
	TL 3	-5.15	-5.20
	TL 4	-2.37	-2.39
	TL 5	0.02	0.02
	TL 6	2.31	2.34

Tabella 52 - Confronto dei differenziali di spostamento - Sano-D7

Dalla Tabella 51 si nota come i differenziali di rotazione del modello con Danno 7 differiscano da quelli del modello sano al massimo dell'ordine del centesimo di mrad (centesimo del centesimo di grado). Le differenze di spostamento riportate in Tabella 52 sono invece al disotto del millimetro. Anche in questo caso, nonostante i danni applicati alla trave TL1 siano molto significativi data la rottura del 40% dei trefoli, le variazioni risultano essere troppo piccole e praticamente impercettibili, rendendo impossibile una loro rilevazione con la strumentazione di monitoraggio installata sul viadotto. Questo perché, nonostante la trave TL1 sia significativamente danneggiata, al tempo di 49 anni in cui viene eseguita la prova di carico, i restanti elementi strutturali sono in campo elastico e sostanzialmente vi permangono, o sono al limite del passaggio in campo non lineare.

### 3.3.9 Danno 8

Il modello con Danno 8 è stato realizzato con lo scopo di simulare lo stesso tipo di degrado considerato nel caso del modello con Danno 6 ipotizzando però una sua maggiore estensione e quindi un maggiore impatto sulla risposta strutturale. Si è scelto di simulare il degrado dei soli trefoli da pre-tensione e delle armature lente. Nessun danno è stato ipotizzato per il cavo post-teso e per il calcestruzzo.

Trave	Sezione	Danno applicato	Estensione
TL1	Mezzeria	Rottura di 19 trefoli pre-tesi	4m
		Rottura di 4 barre longitudinali in Pos.25	4m

Tabella 53 - Caratteristiche Danno 8

Analisi a collasso

Nelle tabelle 54 e 55 si riportano i valori del massimo fattore  $\gamma$  raggiunto dall'impalcato incrementando la condizione di SLU fino al raggiungimento del collasso.

Tempo [giorni]	Incremento di carico	$\gamma_G = \gamma_{LM}$	$\gamma_W$
17891.6	+ 62 % Rispetto alla combinazione SLU	2.187	1.458
17891.8	+ 66 % Rispetto alla combinazione SLU	NON CONVERGE	

Tabella 54 - Danno 8 - Resistenze medie - moltiplicatore di collasso

Tempo [giorni]	Incremento di carico	$\gamma_G = \gamma_{LM}$	$\gamma_W$
17891	+ 50 % Rispetto alla combinazione SLU	2.025	1.35
17891.2	+ 54 % Rispetto alla combinazione SLU	NON CONVERGE	

Tabella 55 - Danno 8 - Resistenze caratteristiche - moltiplicatore di collasso

Di seguito vengono riportati i grafici rappresentativi del confronto tra la risposta strutturale del modello Sano e di quello con Danno 8.

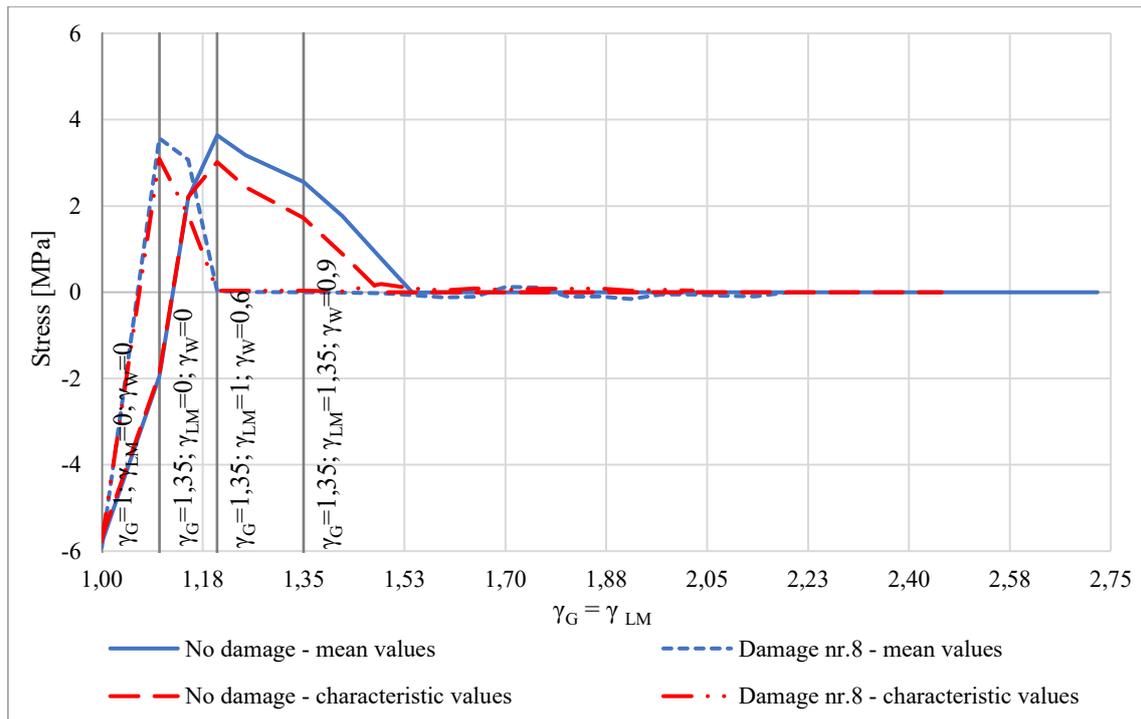


Figura 84 - Tensioni a intradosso trave - Sano-D8

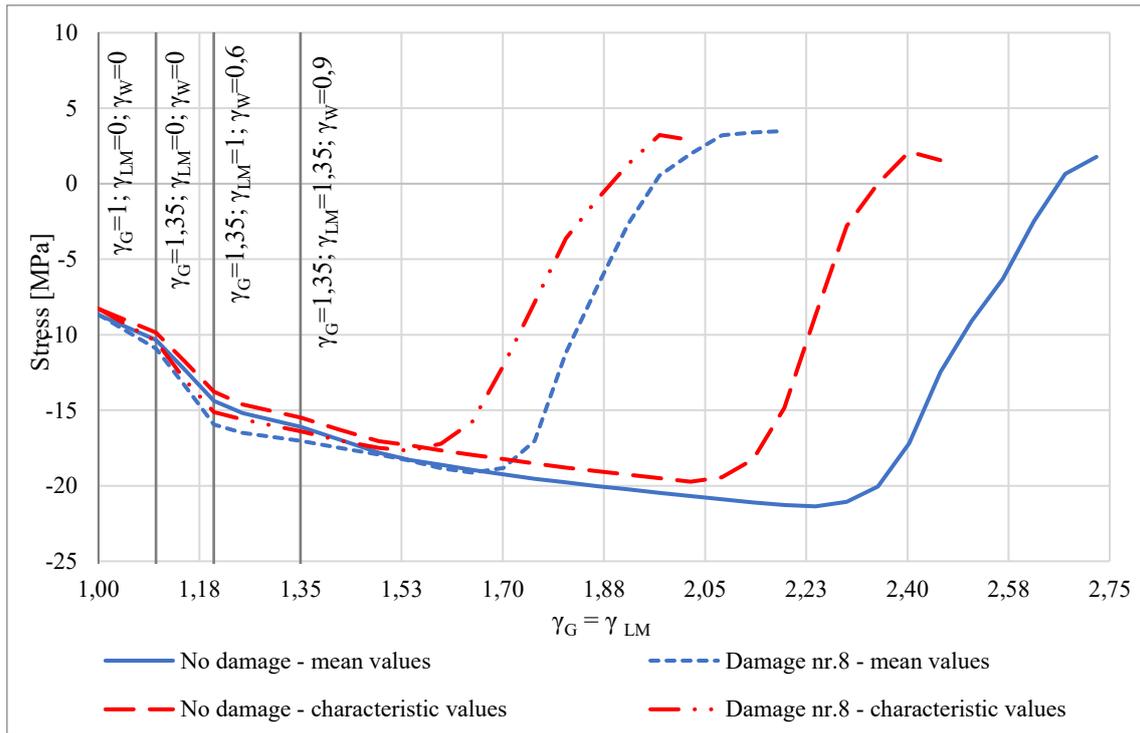


Figura 85 - Tensioni a estradosso trave - Sano-D8

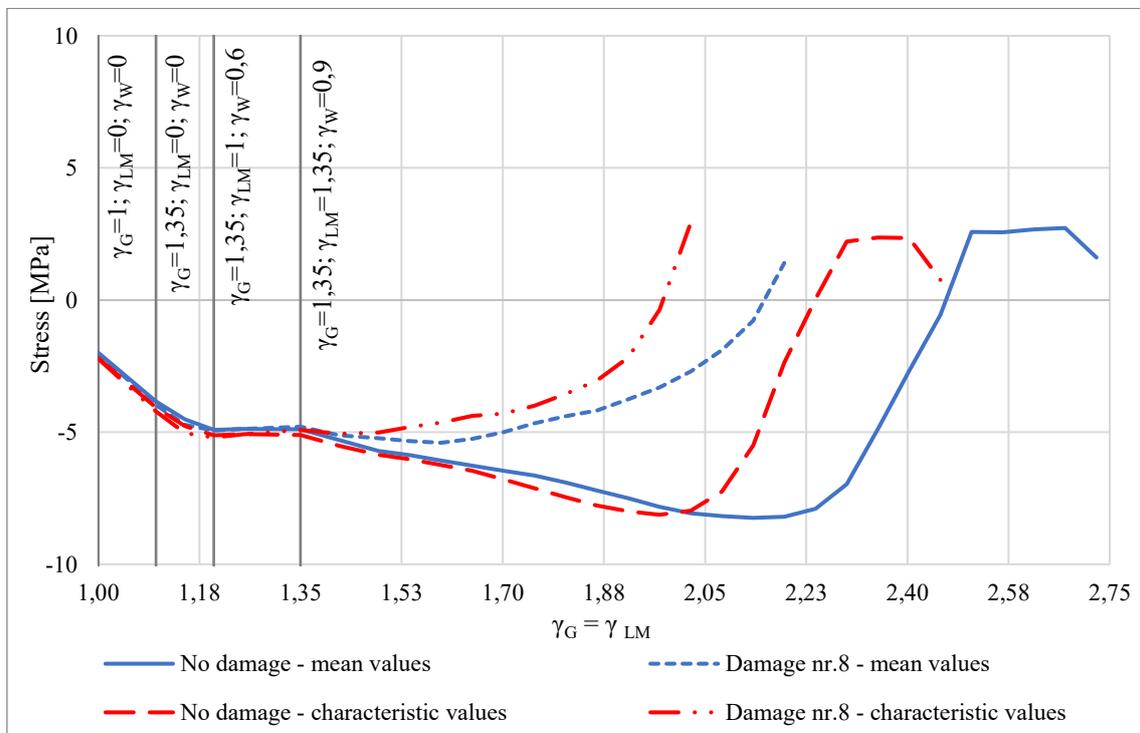


Figura 86 - Tensioni a intradosso soletta - Sano-D8

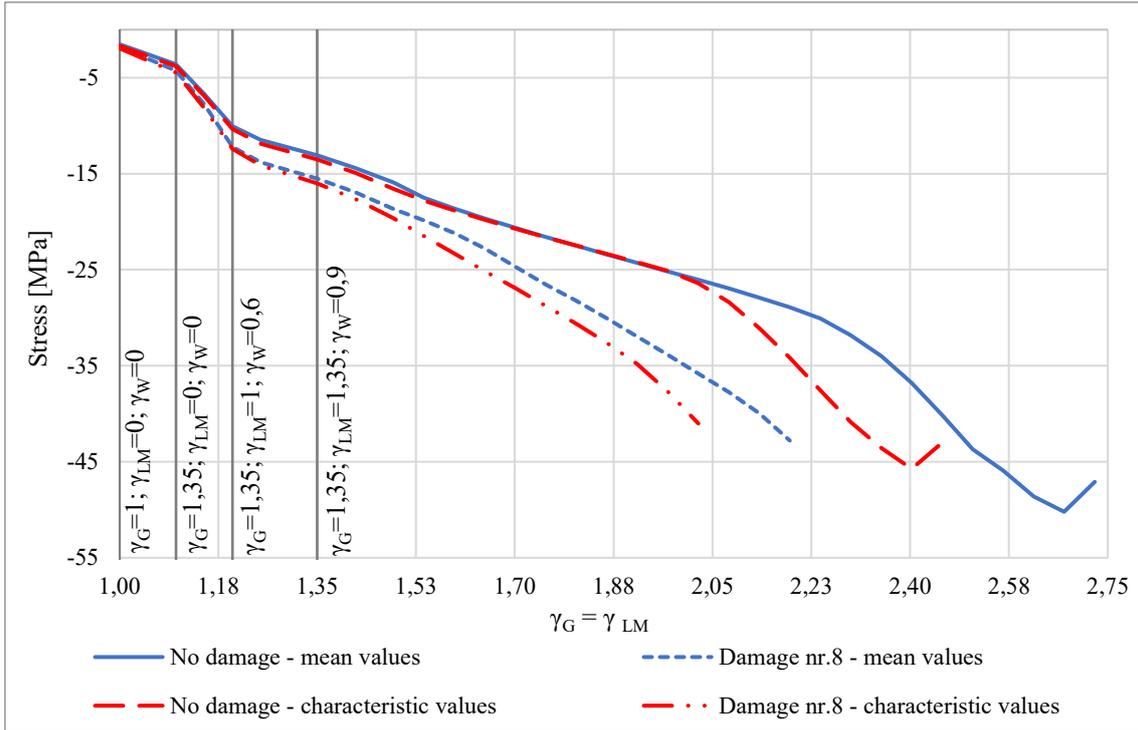


Figura 87 - Tensioni a estradosso soletta - Sano-D8

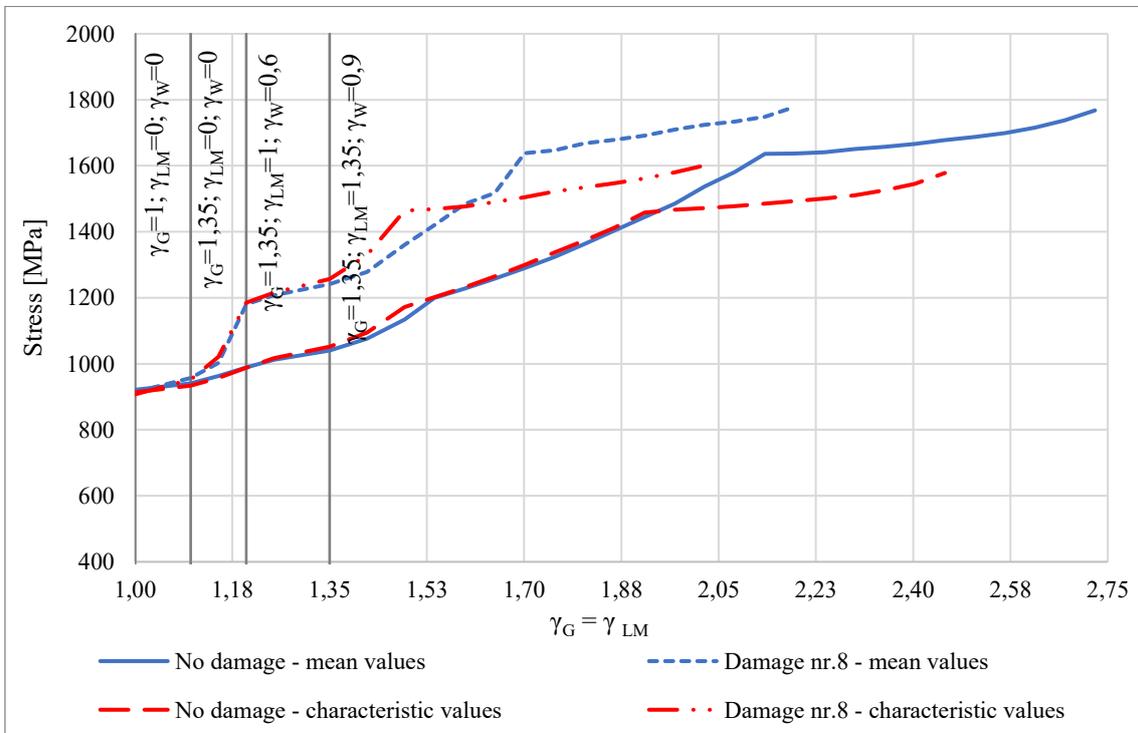


Figura 88 - Tensione trefoli pre-tesi - Sano-D8

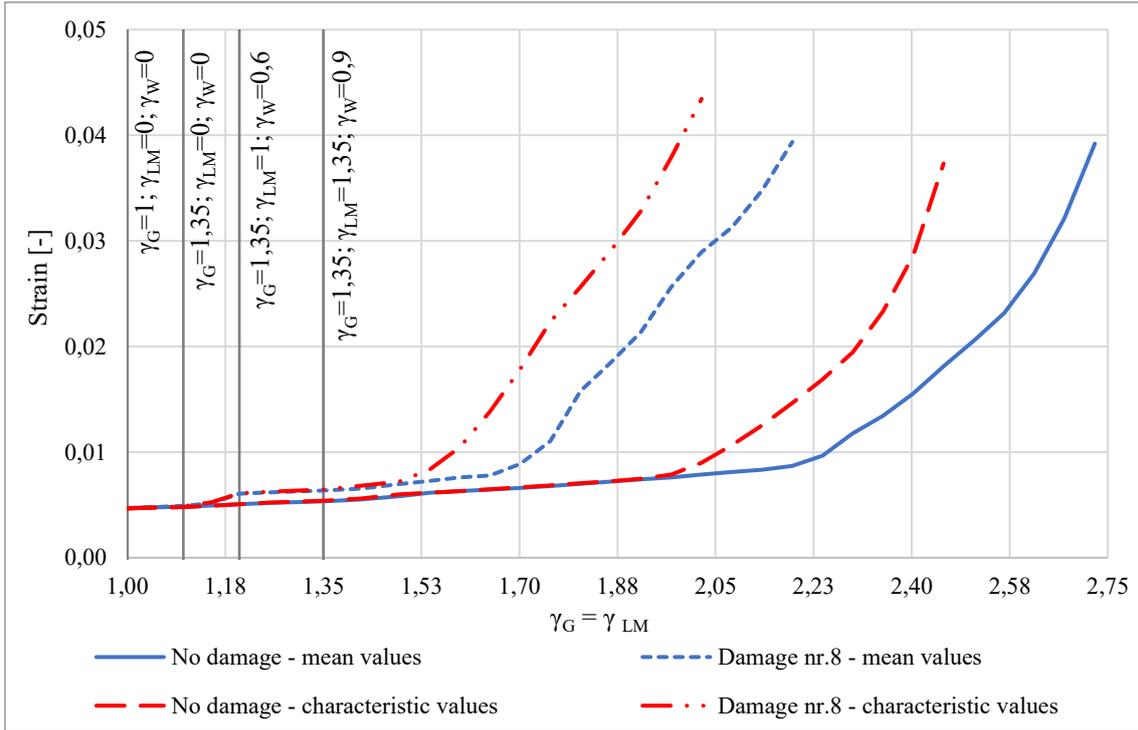


Figura 89 - Deformazione trefoli pre-tesi - Sano-D8

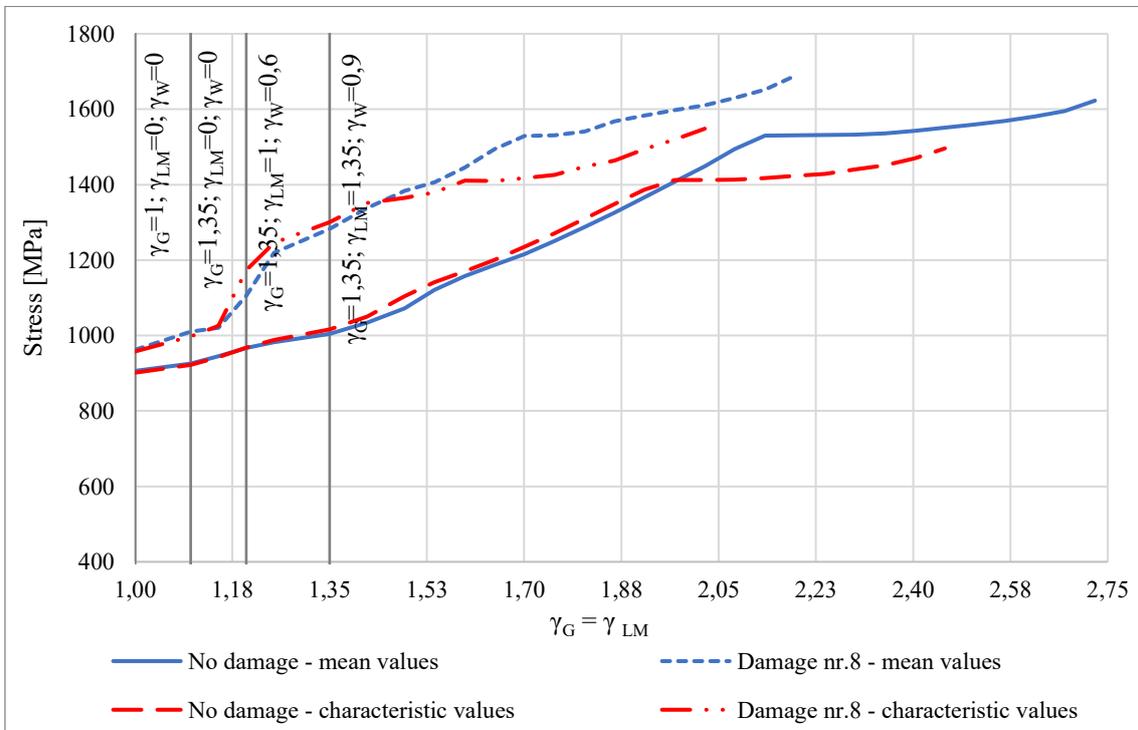


Figura 90 - Tensione cavo post-teso - Sano-D8

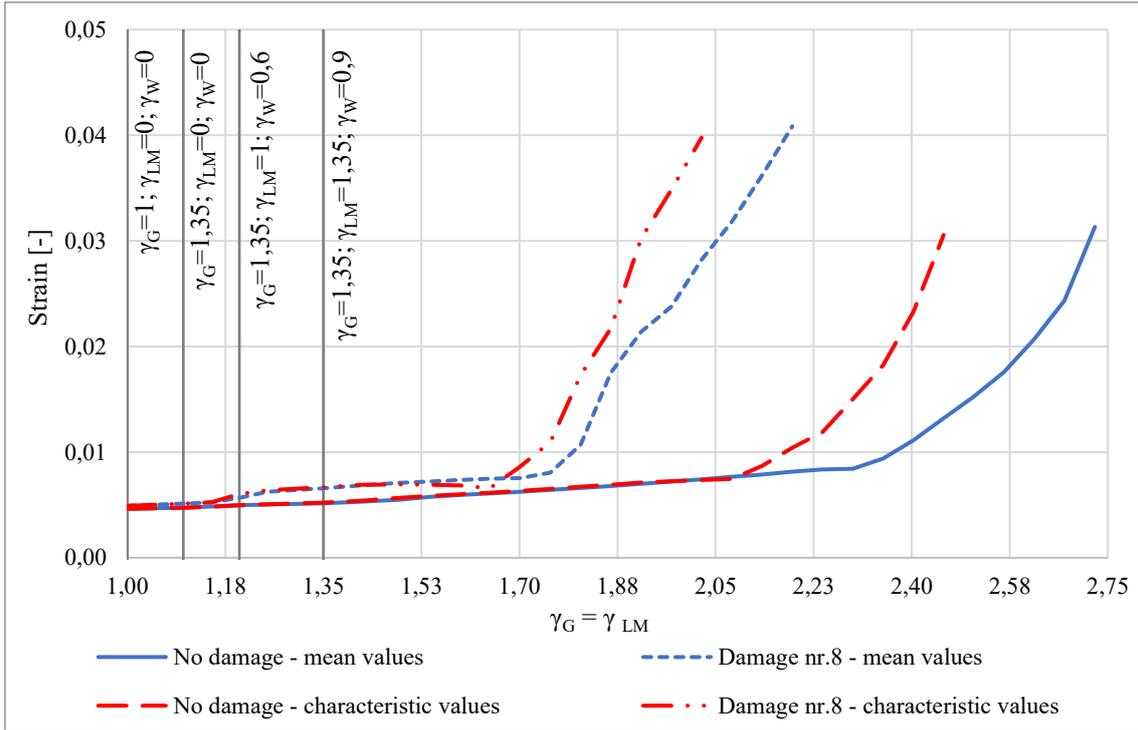


Figura 91 - Deformazione cavo post-teso - Sano-D8

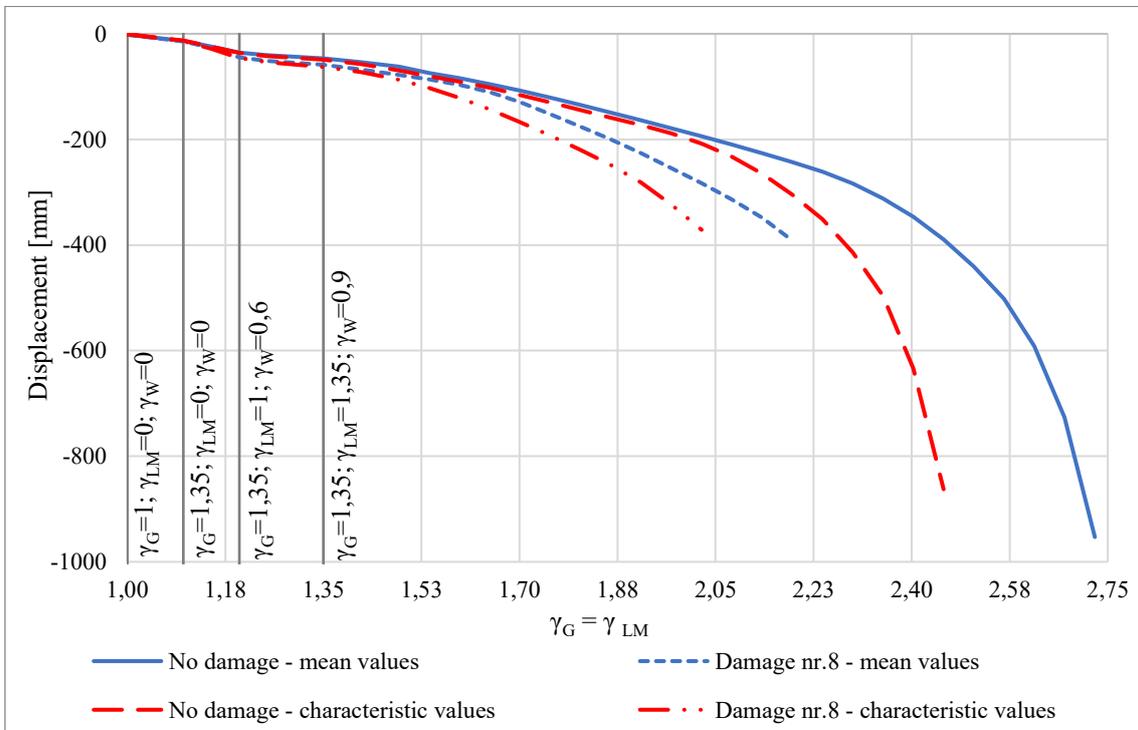


Figura 92 - Abbassamento trave - Sano-D8

In questa situazione il collasso avviene per il raggiungimento della massima tensione resistente sia nei trefoli sia nel cavo della trave TL1 (Figure 88 e 90) con il raggiungimento della massima resistenza a trazione del calcestruzzo della trave su tutta la sua altezza (Figure 84 e 85). Infine, in condizioni ultime, la tensione ad estradosso soletta è ancora inferiore alla massima resistenza a compressione del calcestruzzo (Figura 87).

*Valutazione della sicurezza strutturale*

Si riportano i risultati della verifica di affidabilità effettuata con il safety format ECoV.

<b>Impalcato con Danno 8</b>	<b>Perm. (G)</b>	<b>Traffic (LM)</b>	<b>Wind (W)</b>
$R_{NLFEA}$ con resistenze medie $\lambda_u(X_m; a_{nom})$	2.187	2.187	1.458
$R_{NLFEA}$ con resistenze caratteristiche $\lambda_u(X_k; a_{nom})$	2.03	2.03	1.35
Coefficiente di variazione $V_R - ECoV$		0.047	
Fattore di sicurezza della resistenza globale $\gamma_R$		1.15	
Fattore di sicurezza di incertezza modello $\gamma_{Rd}$		1.20	
Resistenza di progetto $R_d = \lambda_d$	1.58	1.58	1.05
Azioni di progetto $\gamma$	1.35	1.35	0.9
Verifica $\lambda_d \geq \gamma$	✓	✓	✓

Tabella 56 - Verifica di affidabilità - Danno 8

Dall'analisi dei dati si evince che, nel caso di impalcato con Danno 8, la combinazione delle azioni al collasso supera di circa il 17% la condizione di SLU definita dalla normativa.

*Prova di carico con mezzi pesanti*

Nelle Tabelle 57 e 58 vengono esplicitati e confrontati i risultati del modello sano e del modello danneggiato in termini di differenziali di spostamento e rotazione.

<b>Parametro</b>	<b>Trave</b>	<b>Differenziale [mm]</b>	
		<b>Sano</b>	<b>D8</b>
Spostamento verticale da estradosso soletta in mezzeria dell'impalcato	TL 1	-10.89	-10.98
	TL 2	-8.15	-8.20
	TL 3	-5.15	-5.18
	TL 4	-2.37	-2.38
	TL 5	0.02	0.02
	TL 6	2.31	2.33

Tabella 57 - Confronto dei differenziali di spostamento - Sano-D8

Parametro	Trave	Differenziale [mrad]		Differenziale [ $^{\circ}\cdot 10^{-2}$ ]	
		Sano	D8	Sano	D8
Rotazioni longitudinali in appoggio, lato nord	TL 1	0.763	0.757	4.37	4.34
	TL 2	0.568	0.563	3.25	3.23
	TL 3	0.362	0.356	2.07	2.04
	TL 4	0.180	0.174	1.03	0.99
	TL 5	0.012	0.005	0.07	0.03
	TL 6	-0.145	-0.156	-0.83	-0.89
Rotazioni longitudinali in appoggio, lato sud	TL 1	0.763	0.757	4.37	4.34
	TL 2	0.568	0.563	3.25	3.23
	TL 3	0.362	0.356	2.07	2.04
	TL 4	0.180	0.174	1.03	0.99
	TL 5	0.012	0.005	0.07	0.03
	TL 6	-0.145	-0.156	-0.83	-0.89
Rotazioni longitudinali in mezzeria	TL 1	0.076	0.082	0.44	0.47
	TL 2	0.060	0.060	0.34	0.34
	TL 3	0.032	0.032	0.18	0.18
	TL 4	0.016	0.016	0.09	0.09
	TL 5	0.000	0.000	0.00	0.00
	TL 6	-0.014	-0.014	-0.08	-0.08
Rotazioni trasversali in mezzeria	TL 1	-0.264	-0.268	-1.51	-1.54
	TL 2	-0.318	-0.321	-1.82	-1.84
	TL 3	-0.281	-0.282	-1.61	-1.62
	TL 4	-0.260	-0.262	-1.49	-1.50
	TL 5	0.246	0.247	1.41	1.41
	TL 6	0.242	0.244	1.39	1.40

Tabella 58 - Confronto dei differenziali di rotazione - Sano-D8

Come accennato, il Danno 8 consta in un aggravamento del degrado considerato nel Danno 6. Nonostante ciò, tuttavia, le variazioni in termini di differenziali di spostamento e rotazione rispetto al caso di impalcato sano continuano a non avere una significatività tale consentire una identificazione del danno mediante la strumentazione di monitoraggio utilizzata (Tabelle 57 e 58).

### 3.3.10 Danno 9

In questo caso si è partiti dal danneggiamento considerato nel caso 7 andando ad aumentare l'estensione del degrado sulle armature passando da 2 a 4m.

Trave	Sezione	Danno applicato	Estensione
TL1	Mezzeria	Rottura di 38 trefoli pre-tesi	4m
		Rottura di 4 barre longitudinali in Pos.25	4m

Tabella 59 - Caratteristiche Danno 9

Analisi a collasso

Nelle tabelle 60 e 61 si riportano i valori del massimo fattore  $\gamma$  raggiunto dall'impalcato incrementando la condizione di SLU fino al raggiungimento del collasso.

Tempo [giorni]	Incremento di carico	$\gamma_G = \gamma_{LM}$	$\gamma_W$
17890.8	+ 46 % Rispetto alla combinazione SLU	1.971	1.314
17891	+ 50 % Rispetto alla combinazione SLU	NON CONVERGE	

Tabella 60 - Danno 9 - Resistenze medie - moltiplicatore di collasso

Tempo [giorni]	Incremento di carico	$\gamma_G = \gamma_{LM}$	$\gamma_W$
17890.2	+ 34 % Rispetto alla combinazione SLU	1.809	1.206
17890.4	+ 38 % Rispetto alla combinazione SLU	NON CONVERGE	

Tabella 61 - Danno 9 - Resistenze caratteristiche - moltiplicatore di collasso

Di seguito vengono riportati i grafici rappresentativi del confronto tra la risposta strutturale del modello Sano e di quello con Danno 9.

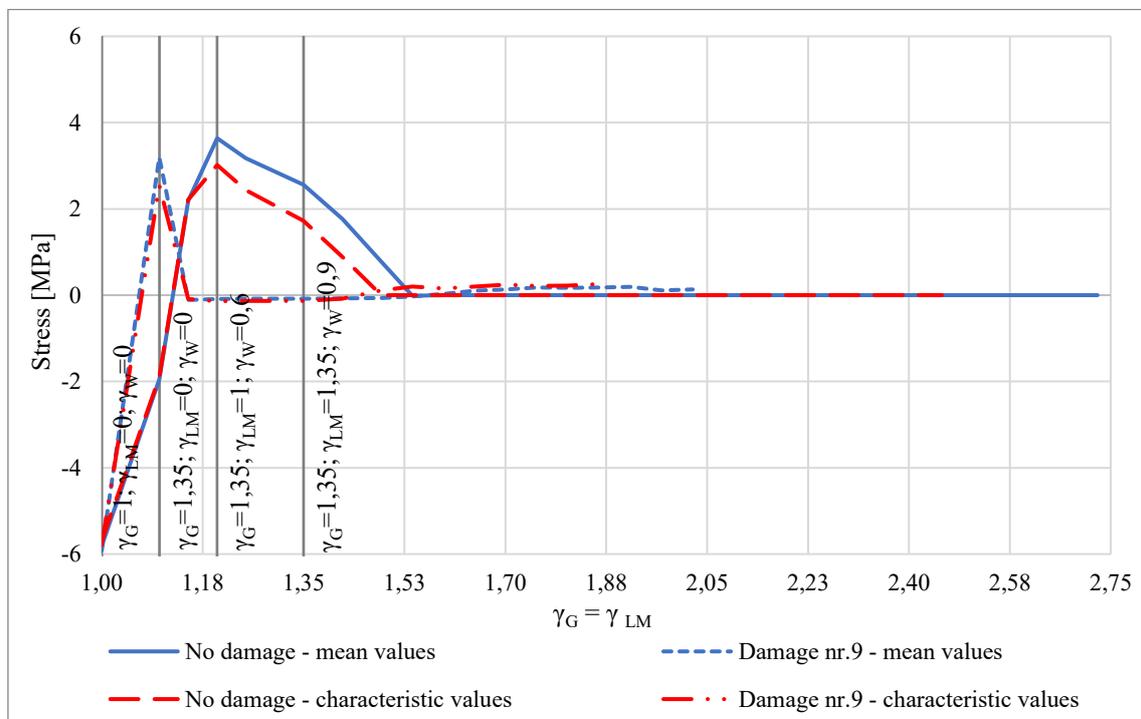


Figura 93 - Tensioni a intradosso trave - Sano-D9

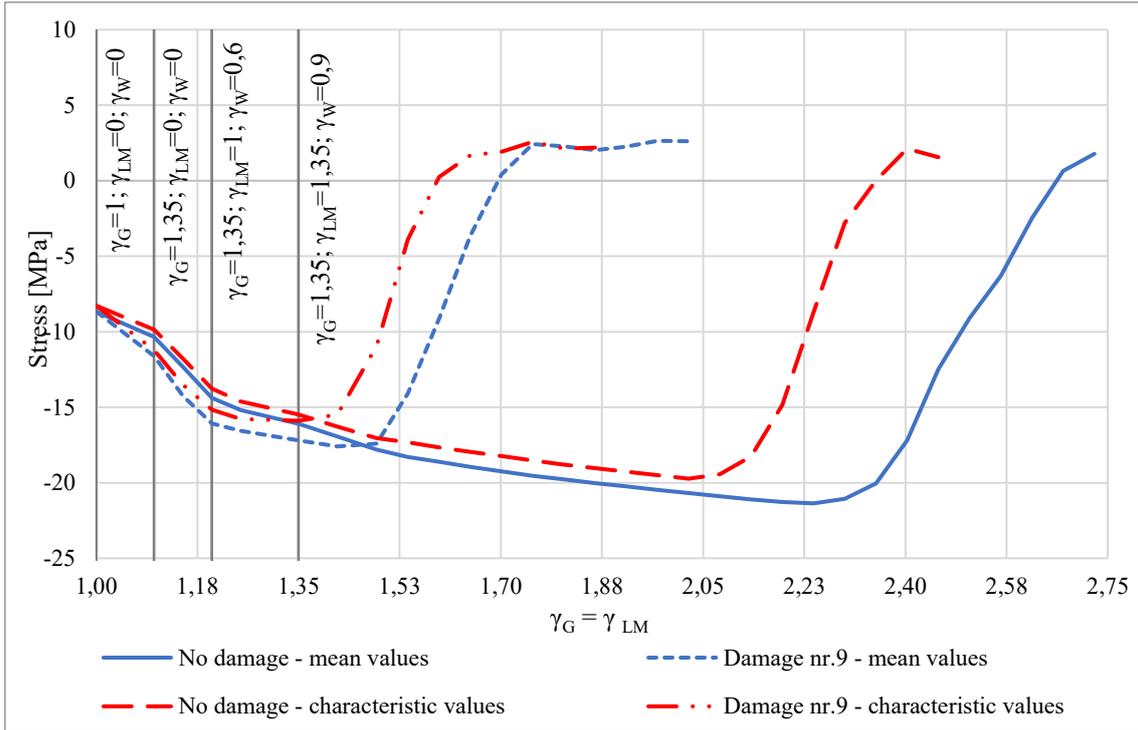


Figura 94 - Tensione a estradosso trave - Sano-D9

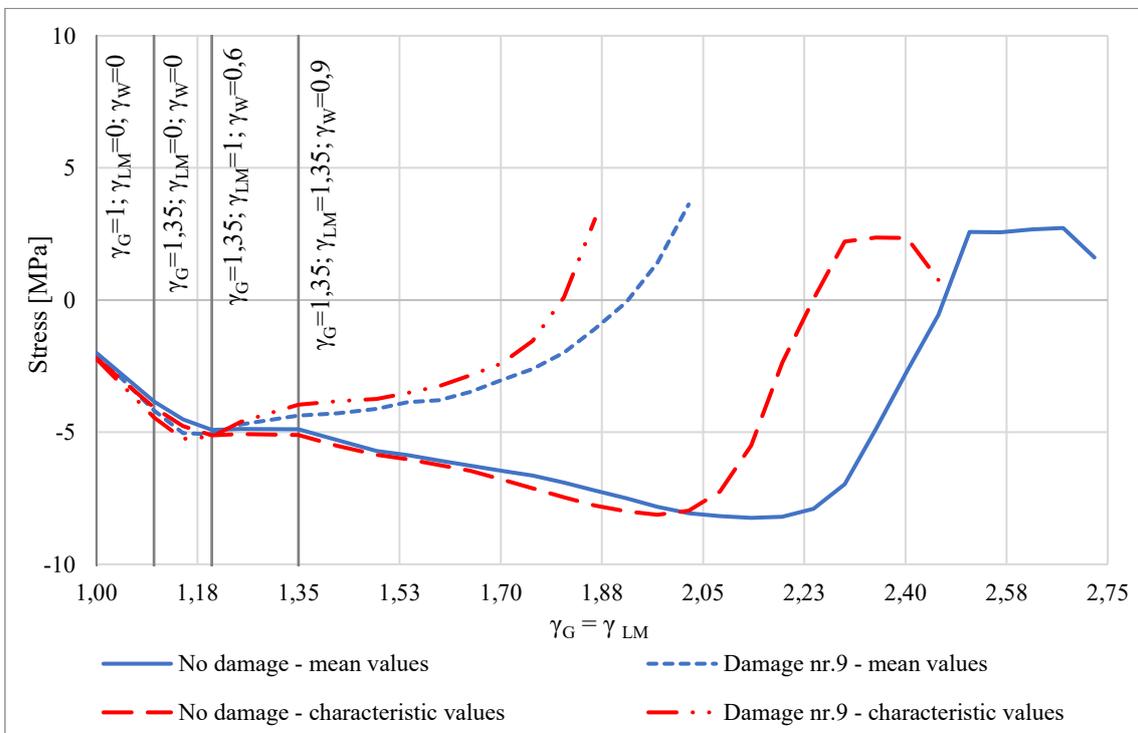


Figura 95 - Tensioni a intradosso soletta - Sano-D9

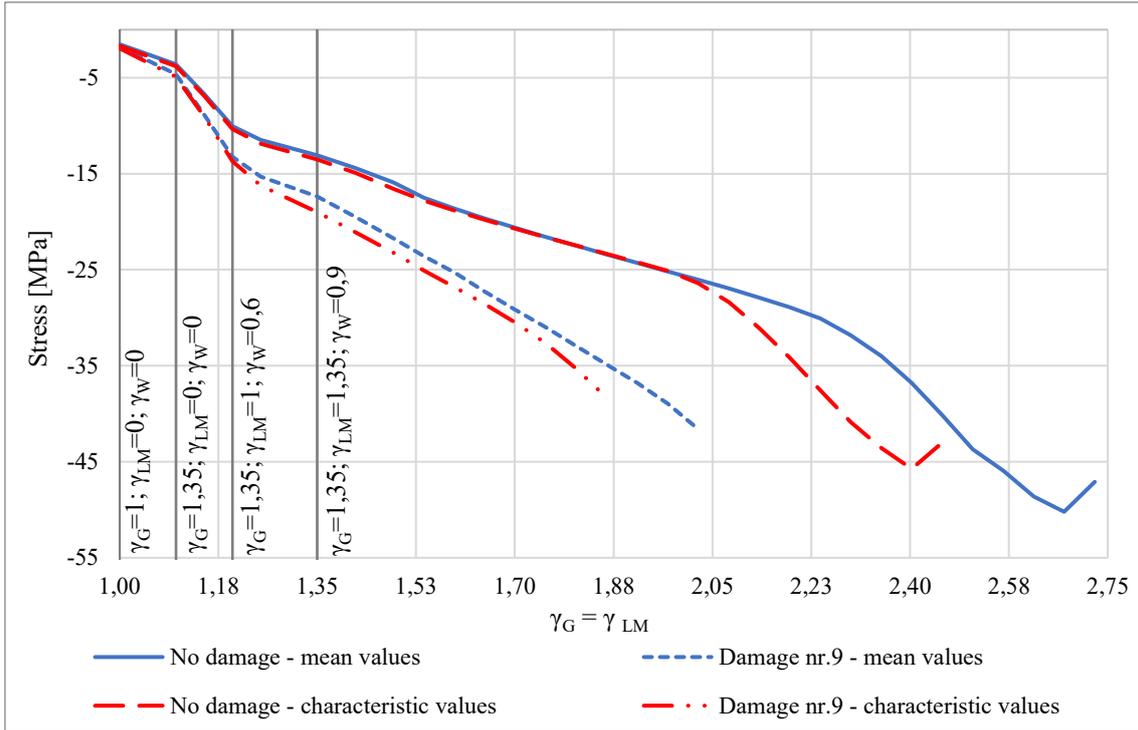


Figura 96 - Tensioni a estradosso soletta - Sano-D9

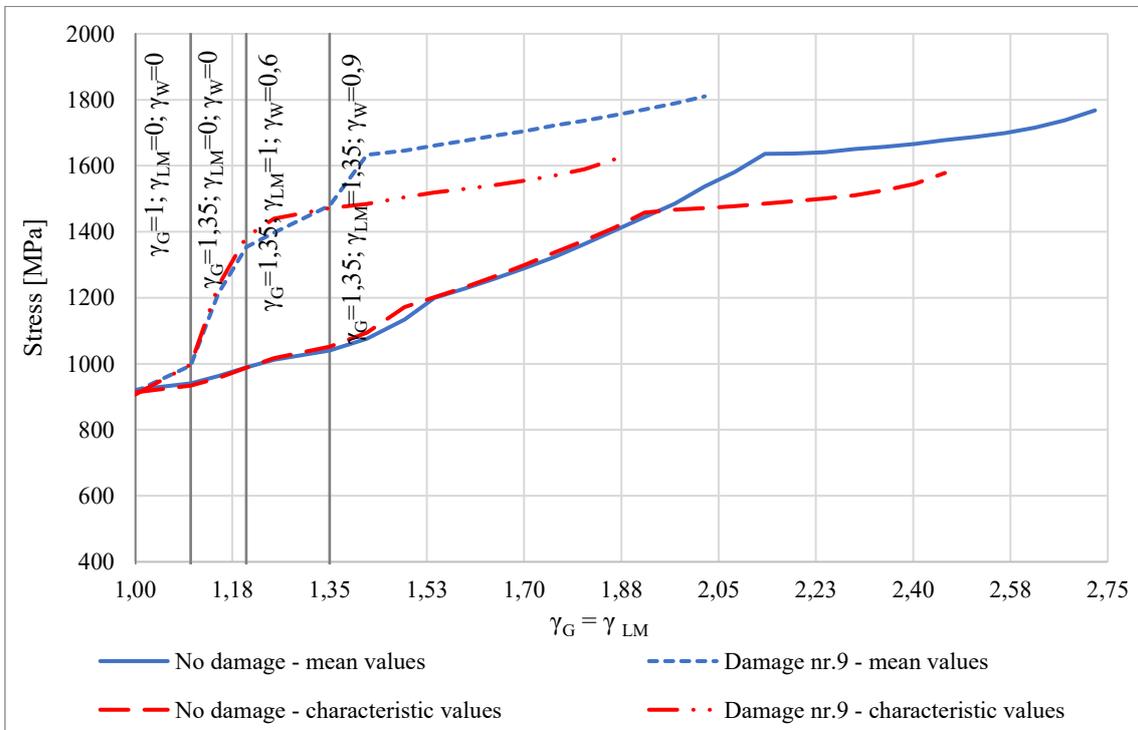


Figura 97 - Tensione trefoli pre-tesi - Sano-D9

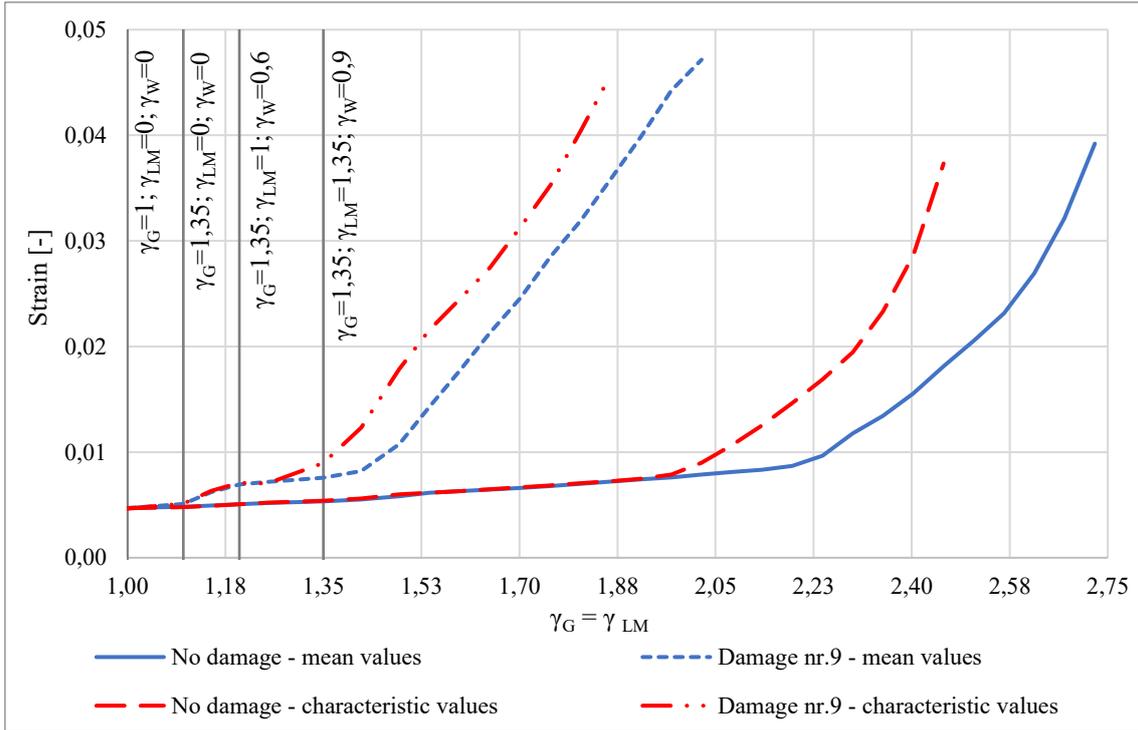


Figura 98 - Deformazione trefoli pre-tesi - Sano-D9

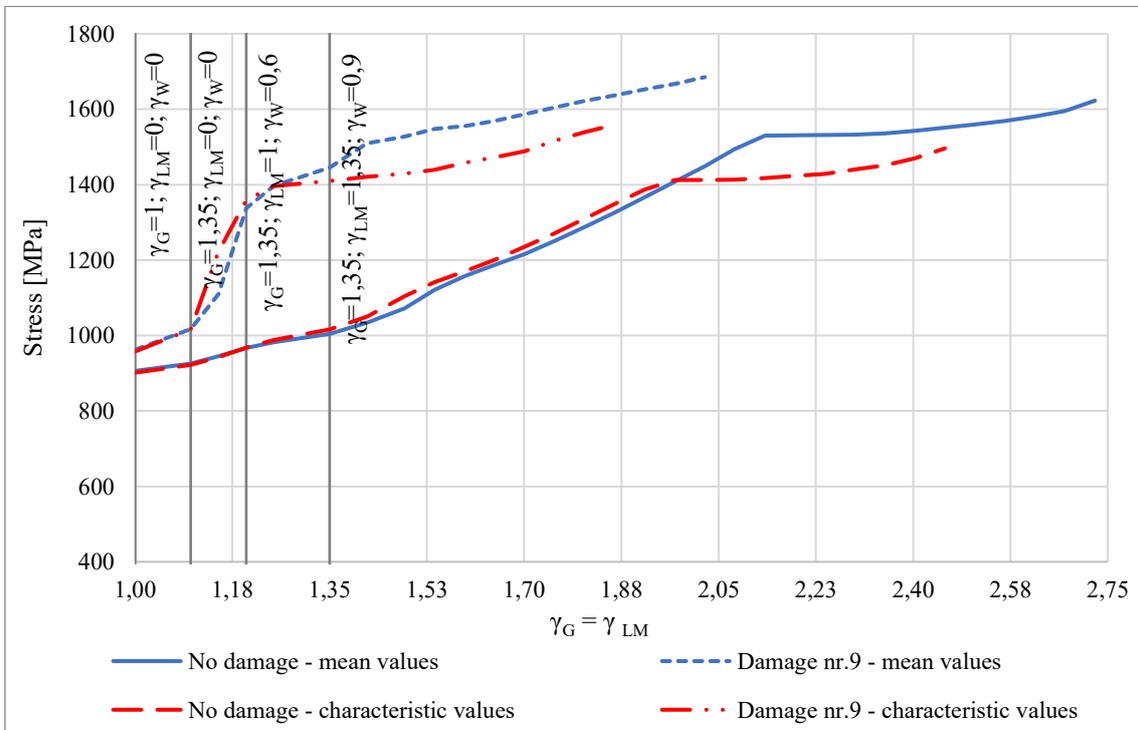


Figura 99 - Tensione cavo post-tesi - Sano-D9

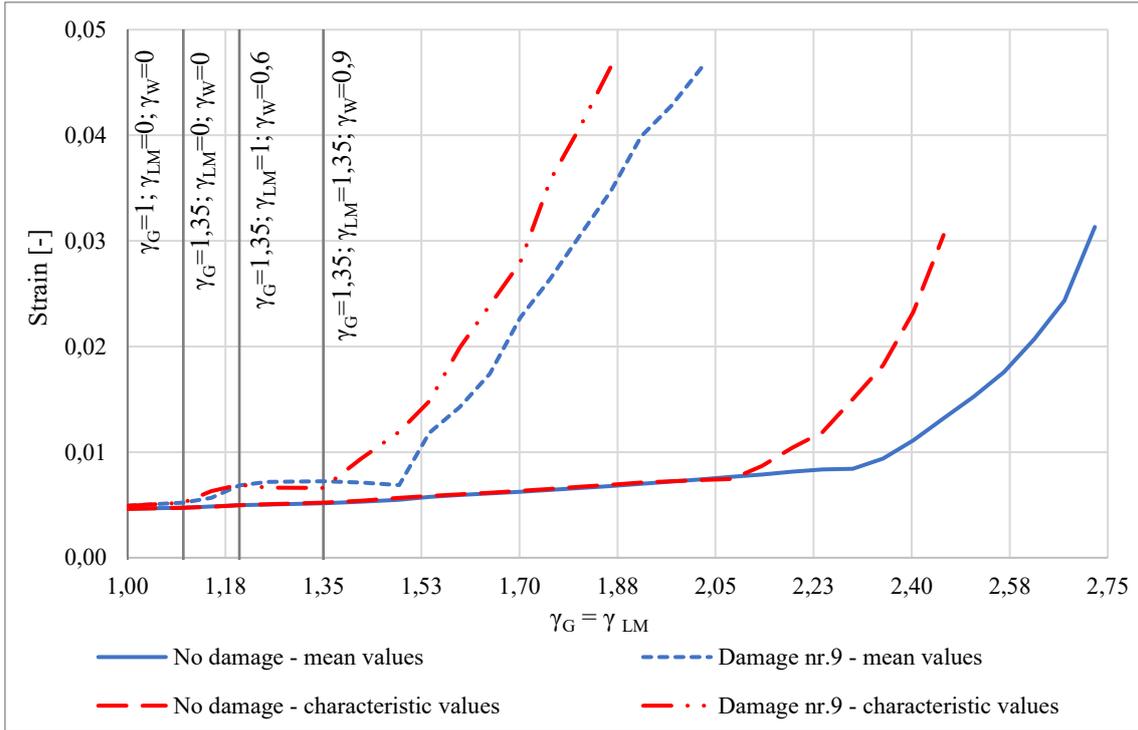


Figura 100 - Deformazione cavo post-teso - Sano-D9

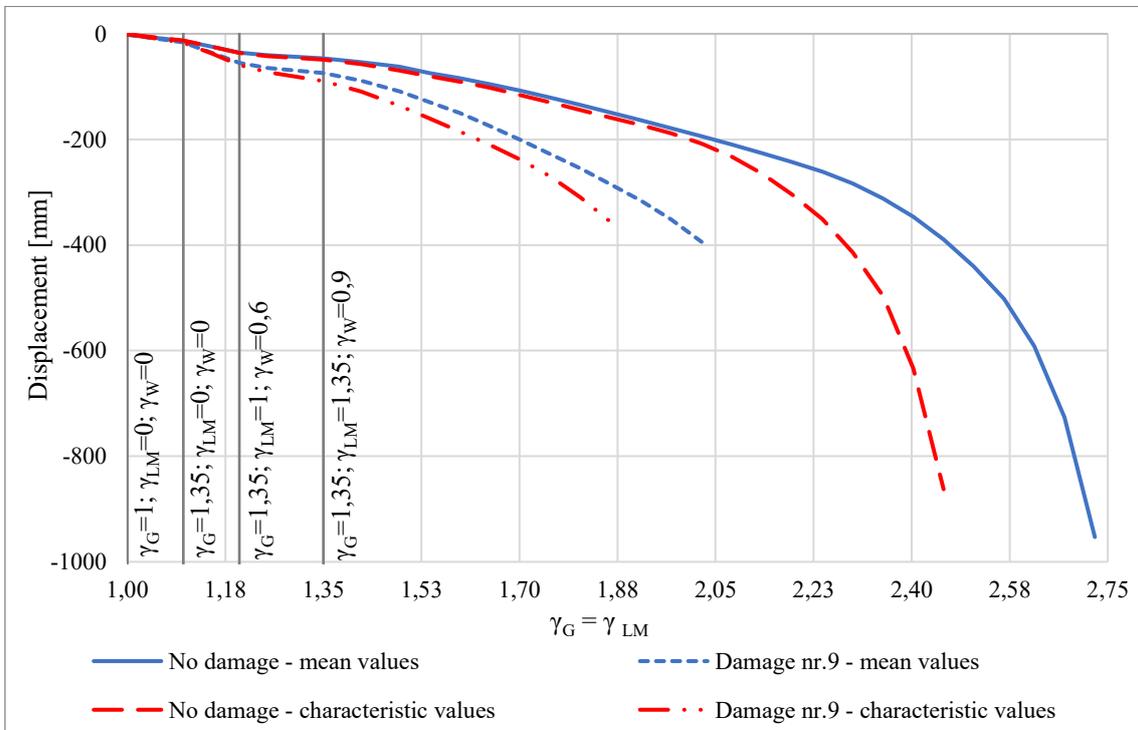


Figura 101 - Abbassamento trave - Sano-D9

I grafici appena riportati evidenziano che, in questa situazione il collasso avviene per il raggiungimento della massima resistenza a trazione dei trefoli e del cavo post-teso della trave TL1 (Figure 97 e 99) e per il raggiungimento della massima resistenza a trazione del calcestruzzo della trave TL1 su tutta la sezione (Figure 93 e 94). In condizioni ultime, le tensioni all'estradosso della soletta sono invece ancora al di sotto della massima resistenza a compressione del calcestruzzo (Figura 96).

#### Valutazione della sicurezza strutturale

Si riportano i risultati della verifica di affidabilità effettuata con il safety format ECoV.

<b>Impalcato con Danno 9</b>	<b>Perm. (G)</b>	<b>Traffic (LM)</b>	<b>Wind (W)</b>
$R_{NLFEA}$ con resistenze medie $\lambda_u(X_m; a_{nom})$	1.971	1.971	1.314
$R_{NLFEA}$ con resistenze caratteristiche $\lambda_u(X_k; a_{nom})$	1.81	1.81	1.206
Coefficiente di variazione $V_R$ - ECoV		0.052	
Fattore di sicurezza della resistenza globale $\gamma_R$		1.17	
Fattore di sicurezza di incertezza modello $\gamma_{Rd}$		1.20	
Resistenza di progetto $R_d = \lambda_d$	1.40	1.40	0.93
Azioni di progetto $\gamma$	1.35	1.35	0.9
Verifica $\lambda_d \geq \gamma$	✓	✓	✓

Tabella 62 - Verifica di affidabilità - Danno 9

Dall'analisi dei dati si evince che, nel caso di impalcato con Danno 9, la combinazione delle azioni al collasso supera di circa il 4% la condizione di SLU definita dalla norma.

#### Prova di carico con mezzi pesanti

Nelle Tabelle 63 e 64 vengono esplicitati e confrontati i risultati del modello sano e del modello danneggiato in termini di differenziali di spostamento e rotazione.

<b>Parametro</b>	<b>Trave</b>	<b>Differenziale [mm]</b>	
		<b>Sano</b>	<b>D9</b>
Spostamento verticale da estradosso	TL 1	-10.89	-11.10
	TL 2	-8.15	-8.24
soletta in mezzeria dell'impalcato	TL 3	-5.15	-5.20
	TL 4	-2.37	-2.39
	TL 5	0.02	0.02
	TL 6	2.31	2.35

Tabella 63 - Confronto dei differenziali di spostamento - Sano-D9

Parametro	Trave	Differenziale [mrad]		Differenziale [ $^{\circ}$ -10 <sup>-2</sup> ]	
		Sano	D9	Sano	D9
Rotazioni longitudinali in appoggio, lato nord	TL 1	0.763	0.761	4.37	4.36
	TL 2	0.568	0.567	3.25	3.25
	TL 3	0.362	0.358	2.07	2.05
	TL 4	0.180	0.174	1.03	1.00
	TL 5	0.012	0.005	0.07	0.03
	TL 6	-0.145	-0.157	-0.83	-0.90
Rotazioni longitudinali in appoggio, lato sud	TL 1	0.763	0.761	4.37	4.36
	TL 2	0.568	0.567	3.25	3.25
	TL 3	0.362	0.358	2.07	2.05
	TL 4	0.180	0.174	1.03	1.00
	TL 5	0.012	0.005	0.07	0.03
	TL 6	-0.145	-0.157	-0.83	-0.90
Rotazioni longitudinali in mezzeria	TL 1	0.076	0.095	0.44	0.55
	TL 2	0.060	0.060	0.34	0.35
	TL 3	0.032	0.032	0.18	0.18
	TL 4	0.016	0.016	0.09	0.09
	TL 5	0.000	0.000	0.00	0.00
	TL 6	-0.014	-0.014	-0.08	-0.08
Rotazioni trasversali in mezzeria	TL 1	-0.264	-0.273	-1.51	-1.56
	TL 2	-0.318	-0.324	-1.82	-1.85
	TL 3	-0.281	-0.284	-1.61	-1.63
	TL 4	-0.260	-0.263	-1.49	-1.51
	TL 5	0.246	0.248	1.41	1.42
	TL 6	0.242	0.245	1.39	1.40

Tabella 64 - Confronto dei differenziali di rotazione - Sano-D9

Anche in quest'ultima situazione, nonostante essa costituisca, tra quelli applicati, il danneggiamento più severo con la rottura del 40% dei trefoli della trave TL1 per una estensione longitudinale di 4m, le variazioni rilevate in termini di differenziali di rotazione e spostamento (Tabelle 63 e 64) non raggiungono un'entità tale da consentire l'individuazione del danno per mezzo del sistema di monitoraggio.

In tal modo quindi, tali manifestazioni di degrado si sarebbero potute individuare solo nel corso delle ispezioni ordinarie che periodicamente vengono eseguite sul viadotto.

### 3.4 Risultati

Nei paragrafi precedenti si sono di volta in volta analizzati i risultati forniti dall'applicazione dei differenti danneggiamenti al modello agli elementi finiti dell'opera oggetto di studio.

Nel presente paragrafo si procede, per ciascuno dei campi di studio su cui ci si è concentrati, ad un confronto globale delle risposte fornite dall'impalcato al fine di fornire una valutazione complessiva sulle problematiche che si sono affrontate nel presente lavoro di tesi.

In Tabella 65 si riporta una sintesi delle caratteristiche dei danneggiamenti simulati.

Trave longitudinale TL1 - Sezione di mezzeria -				
Danno applicato	Trefoli pretesi rotti	Fili cavo post teso rotti	Barre armatura ordinaria rotte	Estensione long. danno
Danno 2	19/94 (20%)	8/32 (25%)	4	2m
Danno 3	19/94 (20%)	32/32 (100%)	4	2m
Danno 4	-	32/32 (100%)	-	2m
Danno 5	-	32/32 (100%)	-	4m
Danno 6	19/94 (20%)	-	4	2m
Danno 7	38/94 (40%)	-	4	2m
Danno 8	19/94 (20%)	-	4	4m
Danno 9	38/94 (40%)	-	4	4m

Tabella 65 - Danneggiamenti simulati sul viadotto in esame

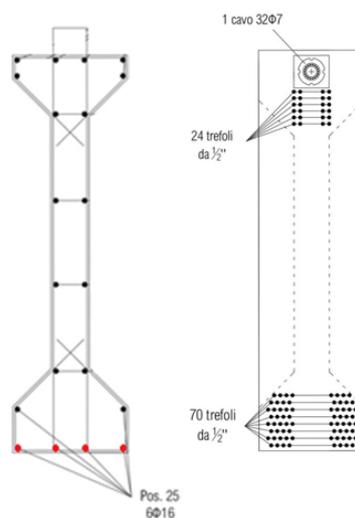


Figura 102 - Disposizione armature ordinarie e da precompressione

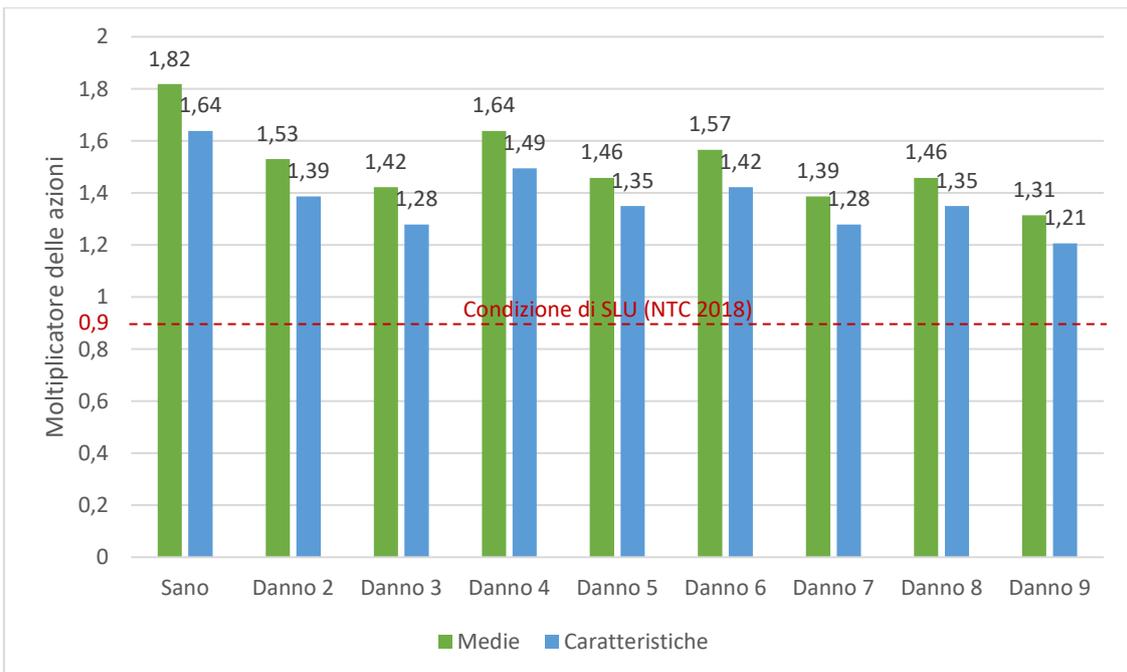
### 3.4.1 Analisi a collasso

Nei seguenti grafici si riporta il confronto, in termini di massimo moltiplicatore di collasso, tra i risultati delle analisi con resistenze dei materiali medie e caratteristiche.

Figura 103 - Confronto delle risposte strutturali – Azioni permanenti, traffico ( $\gamma_G=\gamma_{LM}=1,35$ )



Figura 104 - Confronto delle risposte strutturali – Azione del vento ( $\gamma_w=0,9$ )



Come ci si aspettava, i grafici mostrano che il massimo moltiplicatore di collasso è sempre maggiore nei casi di modello con resistenze dei materiali medie rispetto a quelli con resistenze caratteristiche.

Inoltre è evidente come la condizione di SLU definita dalla normativa risulti abbondantemente soddisfatta in ogni situazione.

Tale comportamento strutturale può essere dovuto ai seguenti fattori:

- Le resistenze dei materiali medie ricavate dai provini prelevati durante la campagna di prove in situ sono più elevate rispetto alle resistenze di progetto considerate durante la progettazione;
- Le azioni di progetto calcolate secondo la normativa vigente al momento della realizzazione del viadotto differiscono da quelle ottenute in accordo alle norme attualmente in vigore;
- La realizzazione di un modello tridimensionale e l'esecuzione di un'analisi a fasi non lineare agli elementi finiti ha permesso di mettere in evidenza la grande capacità di redistribuzione degli sforzi che ha l'impalcato, la quale difficilmente si sarebbe potuta rilevare attraverso l'esecuzione di analisi lineari meno raffinate e più cautelative;
- La rigidità del modello agli elementi finiti è maggiore rispetto a quella ottenuta da calcoli eseguiti su modelli semplificati.

Infine è opportuno effettuare una precisazione. Nei grafici riportati si sono confrontati dei valori medi e caratteristici con dei valori di progetto. Nonostante ciò rappresenti evidentemente una forzatura, tale rappresentazione è stata effettuata per meglio evidenziare la risposta in condizioni ultime dei vari modelli. Il confronto reale tra le grandezze di progetto verrà invece riportato nel successivo paragrafo 3.4.2 dove vengono riportati i risultati della verifica sulla sicurezza strutturale di ciascuna situazione analizzata.

### 3.4.2 Valutazione della sicurezza strutturale

Nelle Figure 105 e 106 si riportano i risultati della verifica di sicurezza nei casi analizzati.

Figura 105 - Confronto delle resistenze di progetto – Azioni permanenti, traffico ( $\gamma_G=\gamma_{LM}=1,35$ )

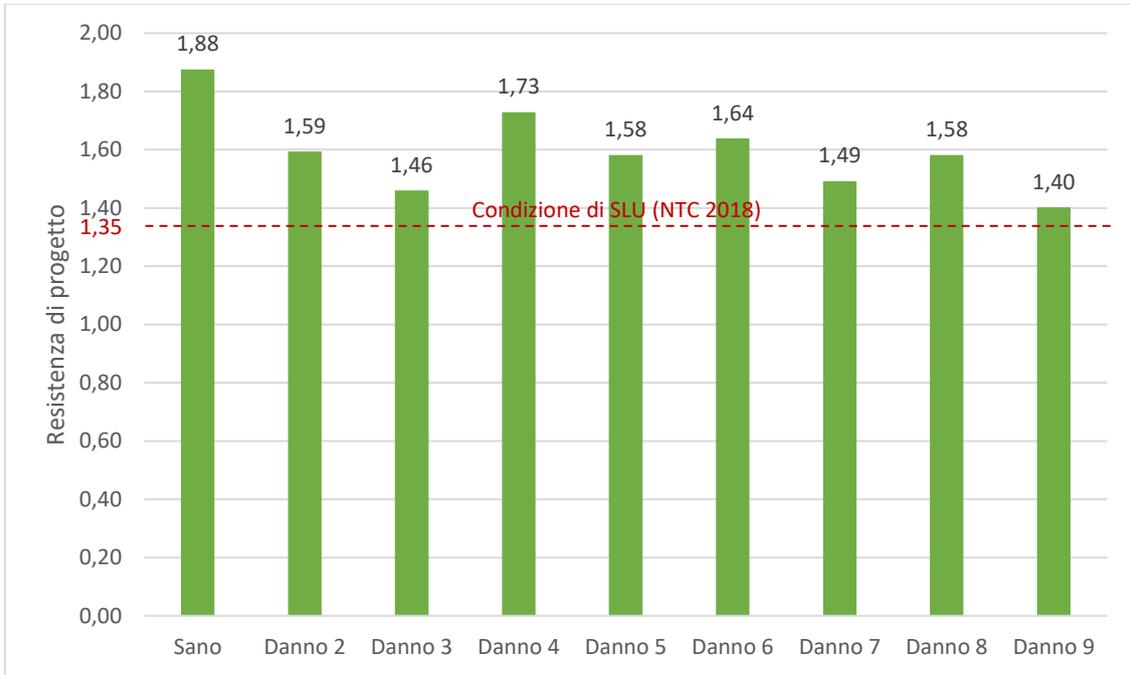
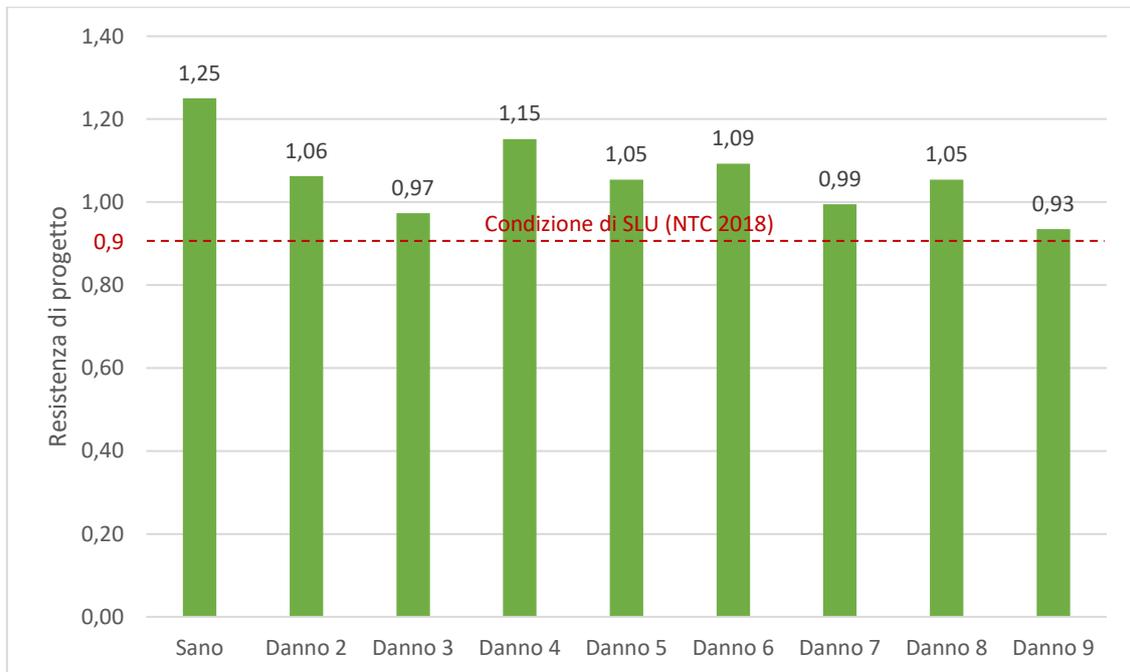


Figura 106 - Confronto delle resistenze di progetto – Azione del vento ( $\gamma_W=0,9$ )



Come si evince dai grafici, la condizione di sicurezza  $\lambda_d \geq \gamma_{SLU}$  è soddisfatta in tutte le situazioni considerate. Gli incrementi registrati in ciascun caso rispetto alla condizione di SLU imposta dalla normativa sono riportati nella Tabella 66.

<b>Incremento rispetto alla condizione di SLU</b>			
Sano	+	39	%
Danno 2	+	17	%
Danno 3	+	8	%
Danno 4	+	28	%
Danno 5	+	17	%
Danno 6	+	21	%
Danno 7	+	10	%
Danno 8	+	17	%
Danno 9	+	4	%

*Tabella 66 - Incrementi di carico rispetto alla condizione di SLU*

Questi risultati evidenziano come nei confronti dello stato limite ultimo l'infrastruttura garantisca comunque un discreto margine di sicurezza verso situazioni di potenziale rischio. Ciò è dovuto al fatto che l'impalcato possiede una elevata ridondanza strutturale che consente, anche in caso di danneggiamento, una redistribuzione delle sollecitazioni verso le zone ancora integre.

### **3.4.3 Prova di carico con mezzi pesanti**

L'obiettivo delle analisi svolte sull'impalcato in questo caso è stato quello di verificare l'efficacia del sistema di monitoraggio ad inclinometri nell'individuazione di danneggiamenti tipici negli impalcati a graticcio precompressi.

Nei paragrafi precedenti si sono analizzate di volta in volta nel dettaglio le variazioni nella risposta strutturale in seguito a ciascun danneggiamento.

Nelle Figure 107 e 108 invece viene fornito un confronto globale tra le variazioni dei differenziali di rotazione e spostamento ottenuti per ciascuna tipologia di danneggiamento simulata.

Figura 107 - Confronto differenziali di rotazione - TL1 rotazioni longitudinali lato Nord

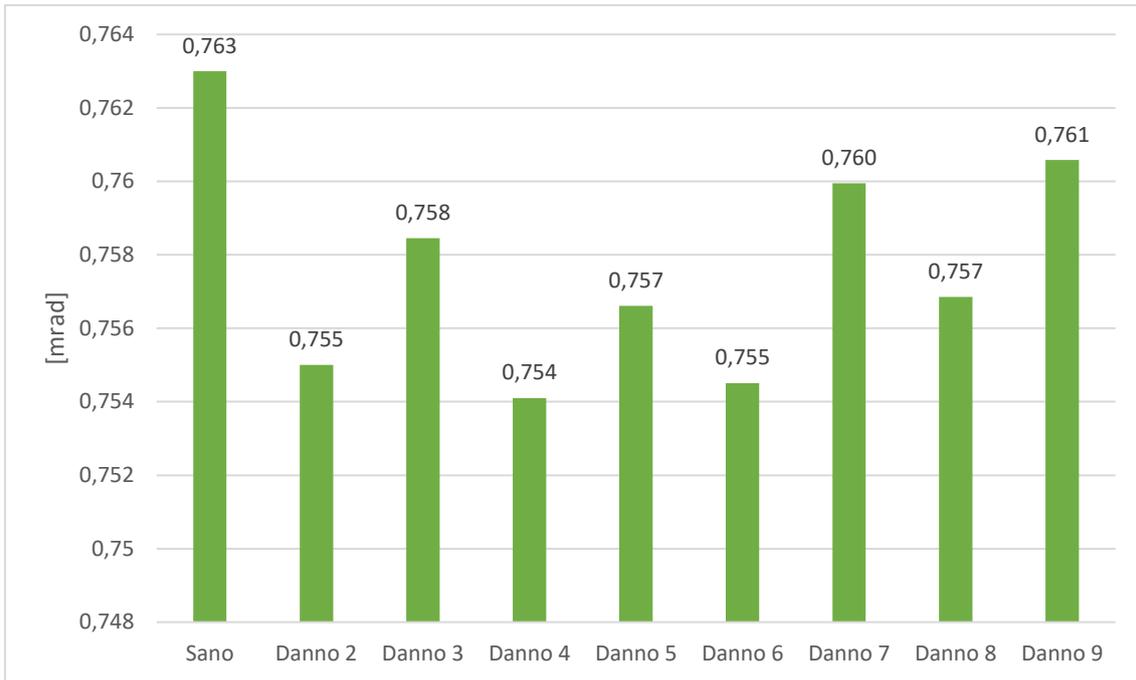
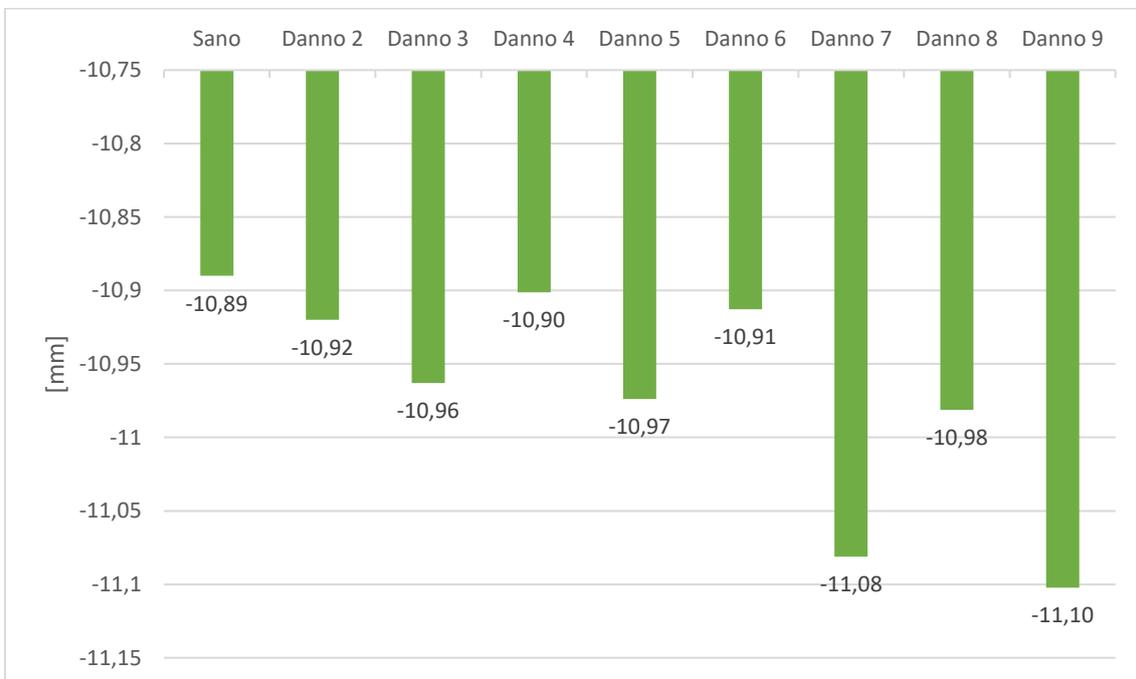


Figura 108 – Confronto differenziali di spostamento - TL1 spostamento verticale in mezzeria dell'impalcato



Dalle analisi svolte emerge quindi una sostanziale incapacità della strumentazione di monitoraggio usata sul viadotto in esame nell'individuazione dei danneggiamenti, i quali in tal modo possono essere individuati solo attraverso le ispezioni ordinarie che periodicamente vengono effettuate su opere di tale importanza.



## **Conclusioni**

Le infrastrutture civili sono centrali per lo sviluppo socioeconomico di un paese. Per tali ragioni è necessario intervenire con una adeguata attività di manutenzione e sorveglianza per garantire il loro utilizzo nella massima sicurezza.

Il crollo del Viadotto Polcevera di Genova, avvenuto il 14 Agosto 2018, ha posto al centro dell'attenzione del nostro paese il tema della sicurezza e della manutenzione delle infrastrutture e, più in generale, di tutte le strategiche opere di ingegneria civile presenti sul territorio nazionale. Questo è un tema da sempre molto importante dato che i costi e la sicurezza di tali opere incidono sullo sviluppo economico della nazione e sulla qualità della vita dei cittadini.

In questo quadro vanno considerati i moderni sistemi di SHM (Structural Health Monitoring) che hanno lo scopo di monitorare in modo continuo lo stato di salute della struttura, consentendo una migliore ed efficiente manutenzione e, soprattutto, segnalando in tempo utile le condizioni che possono portare a un crollo.

Nel presente lavoro di tesi si è voluta valutare l'efficacia di un sistema di monitoraggio ad inclinometri al fine della rilevazione di danneggiamenti in impalcati a graticcio precompressi, oltre ad una verifica sulla sicurezza strutturale nelle situazioni in cui si manifestano fenomeni di degrado.

Si è partiti da un modello tridimensionale non lineare agli elementi finiti di un viadotto autostradale italiano realizzato con il software DIANA FEA. Tale modello è stato tarato sulla base delle massime rotazioni longitudinali misurate sull'impalcato durante l'esecuzione di una prova di carico con mezzi pesanti, dei dati riportati negli elaborati di progetto e delle proprietà dei materiali ottenute da provini estratti durante una campagna di prove in situ.

Si sono poi simulati una serie di scenari di danno tipici degli impalcati a graticcio con l'intento di verificare sia la sicurezza dell'opera sia la sensibilità degli inclinometri.

Con riferimento a quest'ultimo aspetto, per ciascun danneggiamento modellato si è simulata la medesima prova di carico effettuata nella realtà e si sono confrontati i parametri cinematici misurati. Dai risultati ottenuti è emerso che le risposte fornite dal modello sano e da quelli danneggiati differiscono di quantità così esigue da non rientrare nella sensibilità della sensoristica utilizzata per il monitoraggio, rendendo quindi i danneggiamenti non rilevabili.

Per ciascun danneggiamento modellato si è poi eseguita una verifica della sicurezza strutturale. In particolare la resistenza strutturale è stata valutata in accordo con l'approccio fornito dal Global Resistance Format (GRF) andando ad utilizzare il safety format ECoV. L'analisi dei dati ha evidenziato come per ogni situazione analizzata, in maniera più o meno significativa, la capacità resistente della struttura sia stata sempre tale da soddisfare il livello di sicurezza minimo richiesto dalla normativa vigente.

In conclusione si può ragionevolmente affermare che, per la categoria degli impalcati a graticcio precompressi, l'installazione di un sistema di monitoraggio ad inclinometri non è in grado di individuare i danneggiamenti strutturali in cui la struttura può incorrere, risultando pertanto inefficace nel fornire il contributo significativo che esso dovrebbe avere nel complesso del sistema di sorveglianza e monitoraggio di tali infrastrutture.

Tale aspetto fornisce pertanto degli spunti di riflessione riguardo al rapporto costi/benefici che hanno, in alcune tipologie strutturali, le tecniche di monitoraggio strutturale sempre più utilizzate al giorno d'oggi.

## Indice delle figure

Figura 1 - Approccio multilivello e relazioni tra i livelli di analisi .....	7
Figura 2 - Strumentazione radar su piattaforma permanente (a) e su treppiede (b).....	14
Figura 3 - Misura degli spostamenti lungo la linea di vista strumentale (LOS).....	14
Figura 4 - Principio di funzionamento ( $d$ = spostamento misurato; $\lambda$ = lunghezza d'onda; $\phi$ = fase) .....	14
Figura 5 - Accelerometro piezoelettrico      Figura 6 - Accelerometro capacitivo MEMS .....	15
Figura 7 - Principio di funzionamento della griglia di Bragg .....	16
Figura 8 - Installazione sensori in fibra ottica su una nuova costruzione .....	17
Figura 9 - Estensimetro elettrico a resistenza (Strain Gauge) .....	18
Figura 10 - Sistema massa-molla-smorzatore.....	18
Figura 11 - Sistema di misurazione dell'accelerazione.....	19
Figura 12 - Inclinatori di superficie, analogico e digitale .....	19
Figura 13 - Inclinatori a barra, analogico e digitale.....	20
Figura 14 - Elementi e geometria inclinometro a barra.....	20
Figura 15 - Schema con sensori wireless e invio dei dati via internet .....	21
Figura 16 - Impalcato con travi prefabbricate precomprese .....	23
Figura 17 - Fori per alloggiamento armature da precompressione per collegamento con travi trasversali .....	24
Figura 18 - Crollo del ponte di Fossano (CN).....	27
Figura 19 - Planimetria impalcato.....	28
Figura 20 - Trave longitudinale - Sezione trasversale .....	29
Figura 21 - Sezione trasversale traverso, testata e campata .....	29
Figura 22 - Impalcato - Sezione trasversale .....	30
Figura 23 - Disposizione dei sensori sulle travi .....	31
Figura 24 - Disposizione autovetture .....	32
Figura 25 - Disposizione automezzi pesanti.....	32

Figura 26 - Punti di controllo per il monitoraggio degli spostamenti verticali .....	33
Figura 27 - Verso positivo delle rotazioni.....	33
Figura 28 - Geometria del modello .....	34
Figura 29 - Processo di carico per il raggiungimento del carico limite.....	40
Figura 30 – Tensioni a intradosso trave – Sano-D2 .....	50
Figura 31 - Tensioni a estradosso trave – Sano-D2.....	51
Figura 32 - Tensioni a intradosso soletta - Sano-D2 .....	51
Figura 33 - Tensioni a estradosso soletta - Sano-D2 .....	52
Figura 34 - Tensione trefoli pre-tesi - Sano-D2.....	52
Figura 35 - Deformazione trefoli pre-tesi - Sano-D2.....	53
Figura 36 - Tensione cavo post-teso - Sano-D2 .....	53
Figura 37 - Deformazione cavo post-teso - Sano-D2 .....	54
Figura 38 - Abbassamento trave - Sano-D2 .....	54
Figura 39 - Tensioni a intradosso trave - Sano-D3.....	58
Figura 40 - Tensioni a estradosso trave - Sano-D3.....	58
Figura 41 - Tensioni a intradosso soletta - Sano-D3 .....	59
Figura 42 - Tensioni a estradosso soletta - Sano-D3 .....	59
Figura 43 - Tensione trefoli pre-tesi - Sano-D3.....	60
Figura 44 - Deformazione trefoli pre-tesi - Sano-D3.....	60
Figura 45 - Tensione cavo post-teso - Sano-D3 .....	61
Figura 46 - Deformazione cavo post-teso - Sano-D3 .....	61
Figura 47 - Abbassamento trave - Sano-D3 .....	62
Figura 48 - Tensioni a intradosso trave - Sano-D4.....	65
Figura 49 - Tensioni a estradosso trave - Sano-D4.....	66
Figura 50 - Tensioni a intradosso soletta - Sano-D4 .....	66
Figura 51 - Tensioni a estradosso soletta - Sano-D4 .....	67
Figura 52 - Tensione trefoli pre-tesi - Sano-D4.....	67
Figura 53 - Deformazione trefoli pre-tesi - Sano-D4.....	68
Figura 54 - Tensione cavo post-teso - Sano-D4 .....	68
Figura 55 - Deformazione cavo post-teso - Sano-D4 .....	69

Figura 56 - Abbassamento trave - Sano-D4 .....	69
Figura 57 - Tensioni a intradosso trave - Sano-D5.....	73
Figura 58 - Tensioni a estradosso trave - Sano-D5.....	73
Figura 59 - Tensioni a intradosso soletta - Sano-D5 .....	74
Figura 60 - Tensioni a estradosso soletta - Sano-D5 .....	74
Figura 61 - Tensione trefoli pre-tesi - Sano-D5.....	75
Figura 62 - Deformazione trefoli pre-tesi - Sano-D5.....	75
Figura 63 - Tensione cavo post-teso - Sano-D5 .....	76
Figura 64 - Deformazione cavo post-teso - Sano-D5 .....	76
Figura 65 - Abbassamento trave - Sano-D5 .....	77
Figura 66 - Tensioni a intradosso trave - Sano-D6.....	80
Figura 67 - Tensioni a estradosso trave - Sano-D6.....	81
Figura 68 - Tensioni a intradosso soletta - Sano-D6 .....	81
Figura 69 - Tensioni a estradosso soletta - Sano-D6 .....	82
Figura 70 - Tensione trefoli pre-tesi - Sano-D6.....	82
Figura 71 - Deformazione trefoli pre-tesi - Sano-D6.....	83
Figura 72 - Tensione cavo post-teso - Sano-D6 .....	83
Figura 73 - Deformazione cavo post-teso - Sano-D6 .....	84
Figura 74 - Abbassamento trave - Sano-D6 .....	84
Figura 75 - Tensioni a intradosso trave - Sano-D7.....	88
Figura 76 - Tensioni a estradosso trave - Sano-D7.....	88
Figura 77 - Tensioni a intradosso soletta - Sano-D7 .....	89
Figura 78 - Tensioni a estradosso soletta - Sano-D7 .....	89
Figura 79 - Tensione trefoli pre-tesi - Sano-D7.....	90
Figura 80 - Deformazione trefoli pre-tesi - Sano-D7.....	90
Figura 81 - Tensione cavo post-teso - Sano-D7 .....	91
Figura 82 - Deformazione cavo post-teso - Sano-D7 .....	91
Figura 83 - Abbassamento trave - Sano-D7 .....	92
Figura 84 - Tensioni a intradosso trave - Sano-D8.....	95
Figura 85 - Tensioni a estradosso trave - Sano-D8.....	96

Figura 86 - Tensioni a intradosso soletta - Sano-D8 .....	96
Figura 87 - Tensioni a estradosso soletta - Sano-D8 .....	97
Figura 88 - Tensione trefoli pre-tesi - Sano-D8.....	97
Figura 89 - Deformazione trefoli pre-tesi - Sano-D8.....	98
Figura 90 - Tensione cavo post-teso - Sano-D8 .....	98
Figura 91 - Deformazione cavo post-teso - Sano-D8 .....	99
Figura 92 - Abbassamento trave - Sano-D8 .....	99
Figura 93 - Tensioni a intradosso trave - Sano-D9.....	102
Figura 94 - Tensione a estradosso trave - Sano-D9.....	103
Figura 95 - Tensioni a intradosso soletta - Sano-D9 .....	103
Figura 96 - Tensioni a estradosso soletta - Sano-D9 .....	104
Figura 97 - Tensione trefoli pre-tesi - Sano-D9.....	104
Figura 98 - Deformazione trefoli pre-tesi - Sano-D9.....	105
Figura 99 - Tensione cavo post-teso - Sano-D9 .....	105
Figura 100 - Deformazione cavo post-teso - Sano-D9 .....	106
Figura 101 - Abbassamento trave - Sano-D9 .....	106
Figura 102 - Disposizione armature ordinarie e da precompressione.....	109
Figura 103 - Confronto delle risposte strutturali – Azioni permanenti, traffico ( $\gamma_G=\gamma_{LM}=1,35$ ).....	110
Figura 104 - Confronto delle risposte strutturali – Azione del vento ( $\gamma_w=0,9$ ) .....	110
Figura 105 - Confronto delle resistenze di progetto – Azioni permanenti, traffico ( $\gamma_G=\gamma_{LM}=1,35$ ).....	112
Figura 106 - Confronto delle resistenze di progetto – Azione del vento ( $\gamma_w=0,9$ ) .....	112
Figura 107 - Confronto differenziali di rotazione - TL1 rotazioni longitudinali lato Nord .....	114
Figura 108 – Confronto differenziali di spostamento - TL1 spostamento verticale in mezzeria dell'impalcato.....	114

## Indice delle tabelle

Tabella 1 - Rotazioni massime registrate .....	33
Tabella 2 - Modellazione danneggiamenti.....	36
Tabella 3 - Proprietà calcestruzzo travi prefabbricate.....	37
Tabella 4 - Proprietà calcestruzzo soletta.....	37
Tabella 5 - Proprietà acciaio armatura lenta .....	37
Tabella 6 - Proprietà acciaio trefoli pre-tesi .....	37
Tabella 7 - Proprietà acciaio cavo post-teso.....	38
Tabella 8 - Storia di carico del viadotto.....	39
Tabella 9 - Processo di carico per definire condizione di SLU.....	39
Tabella 10 - Storia di carico modelli per prove di collaudo.....	44
Tabella 11 - Modello sano - Resistenze medie – moltiplicatore di collasso.....	45
Tabella 12 - Modello sano - Resistenze caratteristiche – moltiplicatore di collasso.....	45
Tabella 13 - Verifica di affidabilità - Impalcato sano.....	47
Tabella 14 - Differenziali di spostamento – Impalcato sano.....	47
Tabella 15 - Differenziali di rotazione – Impalcato sano .....	48
Tabella 16 - Caratteristiche Danno 1 .....	48
Tabella 17 - Caratteristiche Danno 2.....	49
Tabella 18 - Danno 2 - Resistenze medie – moltiplicatore di collasso.....	49
Tabella 19 - Danno 2 - Resistenze caratteristiche – moltiplicatore di collasso.....	49
Tabella 20 - Verifica di affidabilità - Danno 2.....	55
Tabella 21 - Confronto dei differenziali di spostamento - Sano-D2.....	55
Tabella 22 - Confronto dei differenziali di rotazione - Sano-D2.....	56
Tabella 23 - Caratteristiche Danno 3.....	57
Tabella 24 - Danno 3 - Resistenze medie – moltiplicatore di collasso.....	57
Tabella 25 - Danno 3 - Resistenze caratteristiche – moltiplicatore di collasso.....	57
Tabella 26 - Verifica di affidabilità - Danno 3.....	63
Tabella 27 - Confronto dei differenziali di spostamento - Sano-D3.....	63

Tabella 28 - Confronto dei differenziali di rotazione - Sano-D3.....	64
Tabella 29 - Caratteristiche Danno 4.....	65
Tabella 30 - Danno 4 - Resistenze medie – moltiplicatore di collasso.....	65
Tabella 31 - Danno 4 - Resistenze caratteristiche – moltiplicatore di collasso.....	65
Tabella 32 - Verifica di affidabilità - Danno 4.....	70
Tabella 33 - Confronto dei differenziali di rotazione - Sano-D4.....	71
Tabella 34 - Confronto dei differenziali di spostamento - Sano-D4.....	72
Tabella 35 - Caratteristiche Danno 5.....	72
Tabella 36 - Danno 5 - Resistenze medie – moltiplicatore di collasso.....	72
Tabella 37 - Danno 5 - Resistenze caratteristiche – moltiplicatore di collasso.....	72
Tabella 38 - Verifica di affidabilità - Danno 5.....	78
Tabella 39 - Confronto dei differenziali di spostamento - Sano-D5.....	78
Tabella 40 - Confronto dei differenziali di rotazione - Sano-D5.....	79
Tabella 41 - Caratteristiche Danno 6.....	79
Tabella 42 - Danno 6 - Resistenze medie – moltiplicatore di collasso.....	80
Tabella 43 - Danno 6 - Resistenze caratteristiche – moltiplicatore di collasso.....	80
Tabella 44 - Verifica di affidabilità - Danno 6.....	85
Tabella 45 - Confronto dei differenziali di spostamento - Sano-D6.....	86
Tabella 46 - Confronto dei differenziali di rotazione - Sano-D6.....	86
Tabella 47 - Caratteristiche Danno 7.....	87
Tabella 48 - Danno 7 - Resistenze medie – moltiplicatore di collasso.....	87
Tabella 49 - Danno 7 - Resistenze caratteristiche – moltiplicatore di collasso.....	87
Tabella 50 - Verifica di affidabilità - Danno 7.....	93
Tabella 51 - Confronto dei differenziali di rotazione - Sano-D7.....	93
Tabella 52 - Confronto dei differenziali di spostamento - Sano-D7.....	94
Tabella 53 - Caratteristiche Danno 8.....	94
Tabella 54 - Danno 8 - Resistenze medie - moltiplicatore di collasso.....	95
Tabella 55 - Danno 8 - Resistenze caratteristiche – moltiplicatore di collasso.....	95
Tabella 56 - Verifica di affidabilità - Danno 8.....	100
Tabella 57 - Confronto dei differenziali di spostamento - Sano-D8.....	100

Tabella 58 - Confronto dei differenziali di rotazione - Sano-D8.....	101
Tabella 59 - Caratteristiche Danno 9.....	102
Tabella 60 - Danno 9 - Resistenze medie - moltiplicatore di collasso .....	102
Tabella 61 - Danno 9 - Resistenze caratteristiche – moltiplicatore di collasso.....	102
Tabella 62 - Verifica di affidabilità - Danno 9.....	107
Tabella 63 - Confronto dei differenziali di spostamento - Sano-D9.....	107
Tabella 64 - Confronto dei differenziali di rotazione - Sano-D9.....	108
Tabella 65 - Danneggiamenti simulati sul viadotto in esame .....	109
Tabella 66 - Incrementi di carico rispetto alla condizione di SLU .....	113



## Bibliografia

- [1] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, *Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti*, 2020.
- [2] C. R. Farrar, T. A. Duffey, S. W. Doebling e D. A. Nix, «*A statistical pattern recognition paradigm for vibration-based structural*», 2nd International workshop on structural health monitoring, Standford, CA, 1999.
- [3] Alessandro Brunetti – NHAZCA S.r.l., Spin-off di Università degli Studi di Roma “La Sapienza”, Paolo Mazzanti – Dipartimento di Scienze della Terra, Università degli Studi di Roma “La Sapienza”, *Il monitoraggio dinamico delle strutture e delle infrastrutture con interferometria radar terrestre*, 2017.
- [4] Mirabile Maurizio, Zeni Luigi – Ph.D., Università della Campania Luigi Vanvitelli, *Monitoraggio di Viadotti, Ponti, Gallerie, Dighe mediante sensori distribuiti in fibra ottica*, 2018.
- [5] *Passaggi Sicuri – Interventi di monitoraggio, diagnostica e messa in sicurezza di ponti, gallerie e infrastrutture viarie sul territorio italiano*, Maggioli Editore, 2020.
- [6] Edoardo Cosenza, Gaetano Manfredi, Marisa Pecce, *Strutture in cemento armato – Basi della progettazione*, Hoepli, Seconda edizione.
- [7] Fratarcangeli Diego, *Modellazione non lineare di un impalcato da ponte a graticcio soggetto a danneggiamento*, Politecnico di Torino, 2020.
- [8] *fib Model Code for Concrete Structures 2010*, John Wiley & Sons, 2013.
- [9] *EN 1992 – Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*, UNI.

- [10] NTC 2018 – *Norme Tecniche per le Costruzioni*, Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, 2018.
- [11] ISO 2394 – *General principles on reliability for structures*, Ginevra, 2015.
- [12] D. L. Allaix, V. I. Carbone e G. Mancini, *Global safety format for non-linear analysis of reinforced concrete structures* - Structural concrete, vol. 1, n.14, pp.29-42, 2013.
- [13] P. Castaldo, D. Gino, G. Mancini, *Safety formats for non linear analysis of reinforced concrete structures: discussion, comparison and proposal* – Engineering Structures, n.193, pp.136-153, 2019.
- [14] *fib Bulletin n°45 – Practitioner’s guide to finite element modelling of reinforced concrete structures*, State of the art report, Losanna, 2008.
- [15] M. Engen, M. Hendriks, J. Kohler, J. A. Overli e E. Aldtstedt – *A quantification of modelling uncertainty for non linear finite element analysis of large concrete structures*, Structural safety, n°64, pp.1-8, 2017.
- [16] P. Castaldo, D. Gino, G. Bertagnoli, G. Mancini – *Partial safety factor for resistance model uncertainties in 2D non linear analysis of reinforced concrete structures*, Engineering Structures, n°176, pp.746-762, 2018.
- [17] P. Castaldo, D. Gino, G. Bertagnoli, G. Mancini – *Resistance model uncertainty in non linear finite element analysis of cyclically loaded reinforced concrete systems*, Engineering Structures, n°211, 2020.
- [18] V. Cervenka – *Reliability based non linear analysis according to fib Model Code 2010*, Structural concrete, Journal of the fib, vol.14, n°19-28, 2013.
- [19] EN 1990: *Eurocode 0: Basis of structural design*, European Standard, 2002.

## Ringraziamenti

Arrivati alla fine di questo lungo percorso, ritengo importante ringraziare coloro che, in un modo o nell'altro, mi hanno accompagnato e sostenuto in questi anni.

Innanzitutto ringrazio il professore Gabriele Bertagnoli per la professionalità, disponibilità, cordialità e serenità con cui mi ha permesso di lavorare in questi mesi.

Ringrazio i miei genitori, per avermi sempre sostenuto in questo lungo cammino facendo grandi sacrifici e aiutandomi a raggiungere questo grande obiettivo.

Ringrazio mia sorella, Federica, sempre presente e pronta, con la sua leggerezza e il suo sorriso, ad allietare le giornate con una risata e con un pizzico di follia. Nonostante la distanza alla quale abbiamo vissuto in questi anni, il nostro legame si è rafforzato.

Un ringraziamento particolare va poi ad Elisabetta, Carlo, Cristina, Marilena e Fabrizio, componenti dello studio tecnico Gai. Con voi ho passato un periodo breve ma molto importante sia dal punto di vista professionale sia, soprattutto, umano.

Ringrazio gli amici compagni in questi anni al Politecnico con i quali ho condiviso risate e giornate interminabili di studio.

Ci tenevo poi a rivolgere un pensiero alla città di Torino, moderna ma al tempo stesso piena di storia, cosmopolita, frenetica e piena di vita. Vivere qui mi ha fatto crescere e diventare una persona migliore.

Infine ci tenevo a ringraziare me stesso, per averci messo sempre tanta passione e per non aver mai mollato.

Grazie!