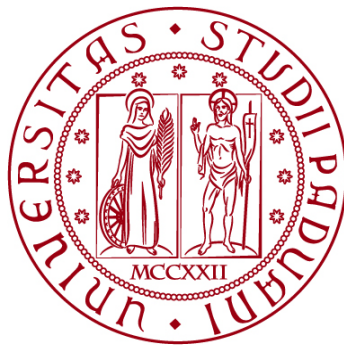


UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE
Department Of Civil, Environmental and Architectural Engineering

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile



TESI DI LAUREA

**ANALISI E MODELLAZIONE DI SELLE GERBER
ESISTENTI**

Relatore:
Chiar.ma PROF.SSA FLORA FALESCHINI

Correlatore:
Chiar.mo PROF. MARIANO ZANINI

Laureando:
RICCARDO BONORA

ANNO ACCADEMICO 2023-2024

Abstract

Negli ultimi anni il monitoraggio e la valutazione della sicurezza delle infrastrutture sono diventati argomenti di primario interesse. Il crollo del Viadotto Polcevera ha dimostrato la necessità di definire norme e procedure per la gestione dei ponti, portando così alla nascita delle “Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio di ponti esistenti”. Un elemento particolarmente soggetto a fenomeni di degrado e corrosione delle armature è la sella Gerber, argomento di studio di questo elaborato. La tesi si pone l’obiettivo di analizzare i diversi metodi di verifica utilizzabili, in particolare sono stati studiati il modello tirante-puntone proposto da Eurocodice e ACI e i meccanismi resistenti del PCI. Per ogni metodo sono stati confrontati i risultati con dati sperimentali, permettendo di definirne l’accuratezza e la sicurezza nella stima della resistenza. La seconda parte della tesi si concentra sull’utilizzo di analisi non lineari FEM, eseguite attraverso il software Abaqus. Le tecniche di modellazione, il tipo di materiale e gli effetti del degrado sono stati validati con risultati ottenuti da prove sperimentali.

Monitoring and safety assessment of infrastructures have recently become topics of main interest. The collapse of the Polcevera Viaduct showed the need for rules and procedures for managing bridges, leading to the creation of “Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio di ponti esistenti”. The topic studied in this paper is the Gerber joint, or half-joint, a part of the structure which is susceptible to degradation and reinforcement corrosion. The aim of the thesis is the analysis of the different verification methods, such as the strut and tie model proposed by Eurocode and ACI and the mechanisms of the PCI. The results are compared with experimental data for each method, allowing to define the accuracy and safety in the resistance estimation. In the second part of the thesis non-linear FEM analyses are studied, the software used is Abaqus. Modelling techniques, material type and degradation models are validated by comparison with experimental results.

Indice

1	INTRODUZIONE.....	1
2	PROBLEMATICHE RELATIVE ALLE SELLE GERBER	3
2.1	CARATTERISTICHE DEI PONTI A TRAVATA CON SELLA GERBER	3
2.2	SELLE GERBER NELLE LINEE GUIDA 2020	5
2.3	FENOMENI DI DEGRADO RICORRENTI	9
2.4	INDAGINI VISIVE	12
2.5	INDAGINI STRUMENTALI E STIMA DELLA RESISTENZA DEI MATERIALI.....	13
2.5.1	<i>Stima della resistenza del calcestruzzo</i>	<i>14</i>
2.5.2	<i>Stima della resistenza dell'acciaio</i>	<i>15</i>
3	PROGETTO E VERIFICA DI SELLE GERBER NELLE NORMATIVE DI RIFERIMENTO	17
3.1	MECCANISMI TIRANTE PUNTONE	17
3.1.1	<i>Definizione della geometria del modello</i>	<i>18</i>
3.1.2	<i>Modelli per selle Gerber in assenza di precompressione</i>	<i>19</i>
3.1.3	<i>Modelli per selle Gerber in presenza di precompressione</i>	<i>22</i>
3.2	EUROCODICE 2	22
3.2.1	<i>Verifica dei puntoni.....</i>	<i>22</i>
3.2.2	<i>Verifica dei tiranti</i>	<i>23</i>
3.2.3	<i>Verifica dei nodi</i>	<i>24</i>
3.2.4	<i>Verifica dell'ancoraggio.....</i>	<i>24</i>
3.3	ACI 318-19	26
3.3.1	<i>Resistenza dei puntoni.....</i>	<i>26</i>
3.3.2	<i>Verifica dei tiranti</i>	<i>26</i>
3.3.3	<i>Verifica dei nodi</i>	<i>27</i>
3.3.4	<i>Verifica dell'ancoraggio.....</i>	<i>27</i>
3.4	PCI 7 TH	28
3.4.1	<i>Meccanismo 1.....</i>	<i>29</i>
3.4.2	<i>Meccanismo 2.....</i>	<i>29</i>
3.4.3	<i>Meccanismo 3.....</i>	<i>30</i>
3.4.4	<i>Meccanismo 4.....</i>	<i>30</i>
3.4.5	<i>Meccanismo 5.....</i>	<i>30</i>
3.5	MODIFIED COMPRESSION FIELD THEORY, MCFT	31
3.5.1	<i>Condizioni di compatibilità</i>	<i>32</i>
3.5.2	<i>Condizioni di equilibrio.....</i>	<i>32</i>

3.5.3	<i>Legami costitutivi dei materiali</i>	33
3.5.4	<i>Trasferimento forze attraverso la fessura</i>	34
4	STUDIO PARAMETRICO E CONFRONTO MODELLI	37
4.1	DATASET SPERIMENTALE	37
4.2	STUDIO PARAMETRICO DEL DATASET	40
4.3	CONFRONTO TRA DATASET SPERIMENTALE E MODELLI PROPOSTI DALLE DIVERSE NORMATIVE	42
4.4	INTERVALLI DI VARIAZIONE DEI PARAMETRI NELLO STUDIO PARAMETRICO	48
4.5	STUDIO PARAMETRICO: EUROCODICE 2	50
4.5.1	<i>Modello A</i>	50
4.5.2	<i>Modello B</i>	56
4.6	STUDIO PARAMETRICO: ACI 318	58
4.6.1	<i>Modello A</i>	59
4.6.2	<i>Modello B</i>	63
4.7	STUDIO PARAMETRICO: PCI 7TH	65
5	MODELLAZIONE DEL DEGRADO PER CORROSIONE	71
5.1	CORROSIONE DELLE ARMATURE	71
5.1.1	<i>Corrosione da carbonatazione</i>	72
5.1.2	<i>Corrosione da cloruri</i>	73
5.1.3	<i>Velocità di corrosione</i>	75
5.2	INFLUENZA SULLA RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO	76
5.3	RIDUZIONE AREA BARRE	78
5.3.1	<i>Corrosione uniforme</i>	79
5.3.2	<i>Corrosione localizzata, pitting</i>	79
5.3.3	<i>Corrosione combinata</i>	80
5.4	INFLUENZA SULLA RESISTENZA E DUTTILITÀ DELL'ACCIAIO	81
5.5	INFLUENZA SULL'ADERENZA BARRA-CALCESTRUZZO	82
5.5.1	<i>Modello A: Perdita di aderenza dovuta alla corrosione</i>	83
5.5.2	<i>Modello B: ARC (Ancoraggio nel calcestruzzo armato)</i>	84
6	VALIDAZIONE MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI E MODELLI DI DEGRADO	87
6.1	CASO STUDIO 1: DESCRIZIONE DELLA PROVA	87
6.2	GEOMETRIA DEI CAMPIONI E MATERIALI	89
6.3	MODELLO FEM	91
6.3.1	<i>Geometria e materiali</i>	91
6.3.2	<i>Vincoli e carichi</i>	95
6.4	CONFRONTO TRA RISULTATI SPERIMENTALI E NUMERICI	95

6.4.1	<i>Confronto curve forza-spostamento</i>	95
6.4.2	<i>Quadro fessurativo</i>	98
6.5	EVOLUZIONE DEL QUADRO FESSURATIVO NEI MODELLI NUMERICI	101
6.5.1	<i>NS_REF</i>	101
6.5.2	<i>NS_ND</i>	104
6.5.3	<i>NS_NU</i>	104
6.5.4	<i>NS_RS</i>	105
6.6	CASO STUDIO 2: DESCRIZIONE DELLA PROVA.....	105
6.7	GEOMETRIA DEI CAMPIONI E MATERIALI.....	106
6.8	MODELLO FEM	109
6.8.1	<i>Geometria e materiali</i>	109
6.8.2	<i>Vincoli e carichi</i>	111
6.9	CONFRONTO RISULTATI NUMERICI E SPERIMENTALI	111
7	STUDIO PARAMETRICO MEDIANTE ANALISI FEM E CONFRONTO CON RISULTATI ANALITICI	115
7.1	GEOMETRIA DEI MODELLI E PROPRIETÀ MECCANICHE DEI MATERIALI	115
7.2	EUROCODICE 2	117
7.2.1	<i>Modello A</i>	117
7.2.2	<i>Modello B</i>	120
7.3	ACI318	122
7.3.1	<i>Modello A</i>	122
7.3.2	<i>Modello B</i>	123
7.4	PCI 7 TH	124
7.5	CONFRONTO DEI RISULTATI OTTENUTI CON LE DIVERSE NORMATIVE.....	127
8	EFFETTO DELLA CORROSIONE SU CAPACITÀ E DUTTILITÀ DELLA SELLA	131
8.1	DESCRIZIONE DEL CASO STUDIO	131
8.2	MODELLAZIONE DEL DEGRADO PER CORROSIONE	132
8.3	MODELLAZIONE FEM DELLA SELLA	134
8.4	RISULTATI	135
9	CONCLUSIONI	139
10	BIBLIOGRAFIA	143
11	ALLEGATI	149

1 INTRODUZIONE

La gestione del patrimonio infrastrutturale italiano è diventata, negli ultimi anni, un tema di grande importanza. La valutazione della sicurezza dei ponti, e il relativo utilizzo delle risorse necessarie per gli interventi, sono divenuti argomenti di priorità per gli enti gestori.

Buona parte dei ponti stradali presenti nel territorio italiano sono stati realizzati nella seconda metà del secolo scorso e si avvicinano quindi al proprio fine vita. Il progetto secondo normative ormai superate, le tecnologie costruttive obsolete e non finalizzate al soddisfacimento della durabilità, il continuo aumento dei carichi dovuti al traffico e l'insorgere di segnali di degrado portano ad una progressiva perdita di funzionalità con conseguenze in termini di sicurezza [1]. Basti pensare che nel periodo compreso tra il 2013 e il 2018 si sono verificati sei collassi di ponti in Italia, ultimo tra i quali il viadotto di Genova nel 2018.

Tutte queste cause hanno portato all'approvazione delle "Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti", nel 2020 [2].

Alla luce di quanto riportato nelle Linee Guida si evidenzia la problematica relativa ai ponti a travata con selle Gerber. Questi elementi presentano come criticità la rottura fragile per taglio e la mancanza di riserve di resistenza della struttura per via dello schema isostatico. A queste caratteristiche va poi aggiunta la predisposizione a fenomeni di degrado e corrosione delle armature dovuti ad infiltrazioni e ristagni di acqua provenienti dai giunti dell'impalcato, senza scordarsi della difficoltà di ispezione e di prelievo di campioni di materiale.

La presente tesi può essere divisa in tre sezioni. Nella prima parte si analizzano le principali problematiche relative alle selle Gerber, prestando particolare attenzione alle fasi di

ispezione e acquisizione delle principali informazioni necessarie ad eseguire le verifiche di elementi esistenti, e si raccolgono inoltre i diversi modelli di corrosione presenti in letteratura.

Nella seconda parte invece sono stati utilizzati dati ottenuti da test sperimentali per valutare l'influenza dei diversi parametri sulla resistenza del semi-giunto, confrontando così gli approcci di verifica suggeriti dalle diverse normative. Si è inoltre cercata una correlazione tra geometria e capacità della sella, indicando in questo modo quelle che sono delle criticità su cui porre maggiore attenzione in fase di acquisizione dei dati sul campo.

Infine sono stati considerati gli effetti della corrosione delle armature sulla resistenza dell'elemento. Ciò è stato eseguito mediante una simulazione di degrado su una sella, valutando come variano capacità e duttilità dell'elemento in funzione dell'evoluzione del fenomeno corrosivo. L'analisi numerica è stata eseguita attraverso il software Abaqus. La calibrazione dei modelli FEM è stata eseguita sui risultati sperimentali ottenuti da Desnerck [3] mentre l'accuratezza dei modelli di corrosione è stata confrontata mediante risultati ottenuti da Di Carlo, Meda, Molaioni e Rinaldi [4].

2 PROBLEMATICHE RELATIVE ALLE SELLE GERBER

2.1 Caratteristiche dei ponti a travata con sella Gerber

Questo tipo di schema strutturale prende il nome dal suo inventore, Heinrich Gottfried Gerber, ingegnere tedesco vissuto tra la seconda metà del 1800 e gli inizi del 1900.

La caratteristica peculiare della trave Gerber è la sezione ad altezza ridotta alle sue estremità, detta risega, ed è utilizzata in semplice appoggio su mensole che la supportano. (Figura 2.1).

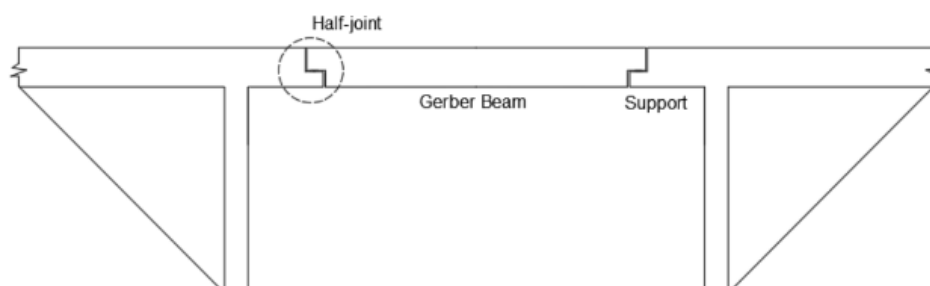


Figura 2.1- Schema strutturale ponte con trave Gerber

La posizione del semi-giunto permette di abbinare i vantaggi delle travi continue a quelli delle strutture isostatiche. La sella Gerber viene infatti posizionata in corrispondenza della sezione a momento nullo della trave continua (Figura 2.2). Questo consente di ottenere una struttura con trave in semplice appoggio e distribuzione di sollecitazione flettente di una trave continua. Il vantaggio di progettare con schema isostatico invece è relativo alla possibilità di accumulare spostamenti dovuti a cedimenti differenziali del terreno e/o dilatazioni termiche senza nascita di tensioni negli elementi.

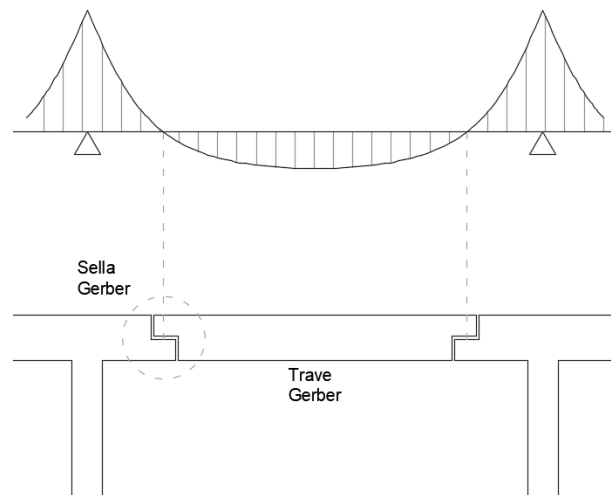


Figura 2.2- Posizione sella Gerber

Travi Gerber precomprese e prefabbricate permettono di coprire luci elevate e semplificare la posa in opera, con conseguenti vantaggi in termini di tempistiche di cantiere ed economicità. Tali caratteristiche, unite a quanto precedentemente illustrato, hanno permesso a questa tipologia costruttiva di essere largamente utilizzata nella seconda metà del 1900.

Gli svantaggi di questo schema statico sono legati alla mancanza di robustezza strutturale. Essendo questa una struttura isostatica, in presenza di rottura del semi-giunto Gerber si ha il collasso dell'intero impalcato, viene a mancare quindi la riserva plastica di resistenza tipica delle travi continue. Si riportano in Figura 2.3 le conseguenze relative alla rottura delle selle nel ponte di Annone nel 2016, nell'evento è collassata l'intera campata. [5]



Figura 2.3- Collasso del viadotto ad Annone

2.2 Selle Gerber nelle Linee Guida 2020

Le Linee Guida 2020 [2] utilizzano un approccio multilivello, l'impiego di questo metodo è dovuto al grande numero di ponti nel territorio italiano, non sarebbe infatti possibile ed economicamente sostenibile procedere con ispezioni approfondite e verifiche accurate per ogni struttura.

I diversi livelli sono schematizzati in Figura 2.4.

Nonostante l'analisi della normativa non sia argomento studio di questa tesi, si riportano alcuni punti che interessano direttamente le selle Gerber.

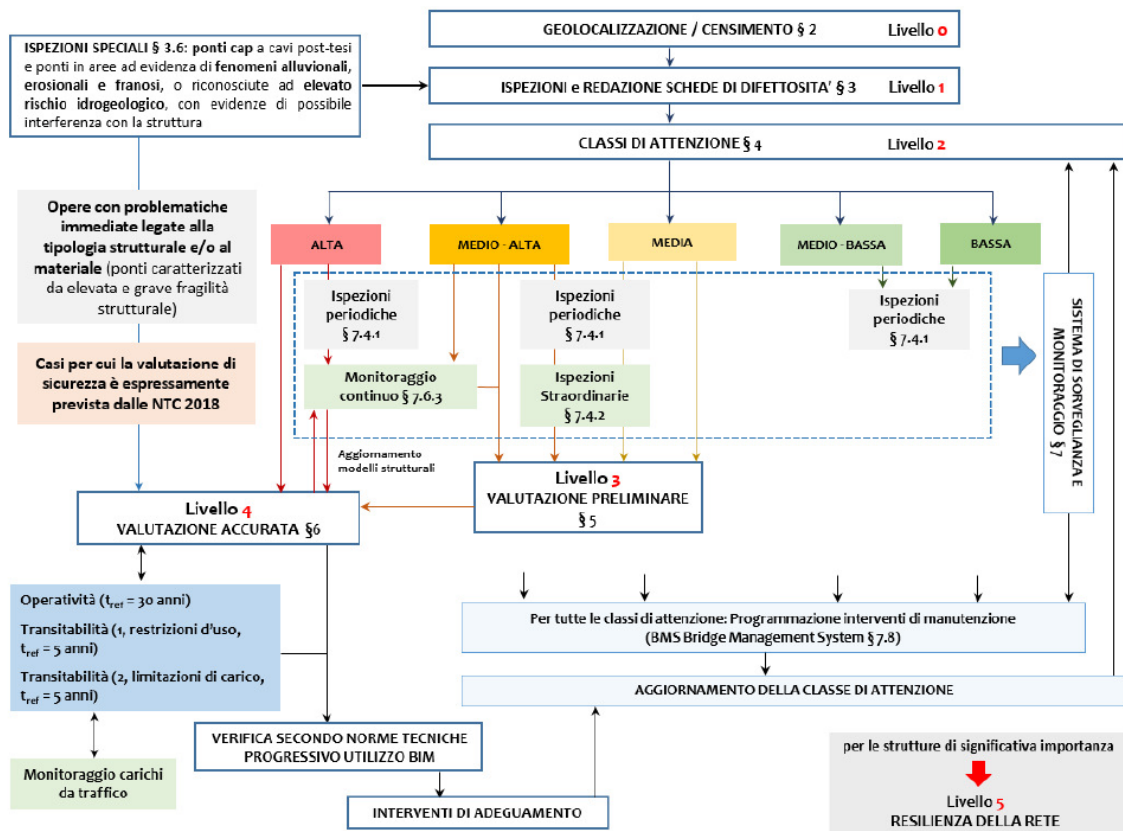


Figura 2.4- Approccio multilivello [2]

Il livello 1, “Ispezioni visive e schede di difettosità”, si pone come obiettivo la verifica delle caratteristiche e dello stato di conservazione del ponte attraverso ispezioni visive. Durante i sopralluoghi vengono utilizzate schede di difettosità che forniscono i dati di input per la successiva classificazione delle opere (Livello 2). Ogni difetto riporta un peso con valore compreso tra 1 e 5, 1 per problematiche lievi e 5 per difetti gravi. Si utilizzano inoltre i parametri k_1 (estensione) e k_2 (intensità) per fornire ulteriori indicazioni. Entrambi questi parametri hanno valore compreso tra 0.2 e 1.

Si riporta in Figura 2.5 la scheda difettologica c.a./c.a.p._24.

Schede difettologiche					N° difetto: c.a./c.a.p._24	
Difetti delle selle Gerber						
<i>Peso del difetto</i>						
G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5	Estensione k1	Sempre = 1
<i>Descrizione</i>					Intensità k2	Sempre = 1
<p>Il difetto si riferisce all'indebolimento della sella dovuto al deterioramento del calcestruzzo e dell'acciaio. I materiali possono essere soggetti a fenomeni di degrado tipici del calcestruzzo armato, quali vespai, perdita di copriferro, esposizione di armature, corrosione di armature, rottura di barre, ecc. La situazione può essere aggravata dal congestionamento delle armature e dalla miniaturizzazione delle sezioni che rendono difficile la realizzazione di getti a regola d'arte.</p>						
<p><i>Cause</i></p> <p>Il degrado delle selle Gerber può derivare da:</p> <ul style="list-style-type: none"> - infiltrazioni di acqua dal soprastante giunto (imperfetta tenuta del coprigiunto, scossaline assenti o deteriorate) - esecuzione di getti originari poco curati (vespai, copriferri ridotti, ecc.) - sottodimensionamento (armature insufficienti, mal poste, mal ancorate) - interventi di ripristino corticale mal eseguiti 						
<p><i>Fenomeni di degrado correlati</i></p> <p>Il progredire dei deterioramenti può portare ad una riduzione significativa di capacità portante, fino al rischio di collasso della sella portante o della sella portata. Tenuto conto che tali particolari si trovano in strutture isostatiche il loro collasso comporta solitamente il collasso della campata per la quale la sella costituisce l'appoggio.</p>						

Figura 2.5- Scheda difettologica sella Gerber [2]

Come si può notare, il difetto presente nella sella Gerber ha peso massimo G=5 e non viene valutata la sua estensione e intensità, valori k1 e k2 unitari sempre. Inoltre è possibile osservare come vengano riportati tutti i difetti riscontrabili, non classificandoli in base all'effettiva pericolosità che comportano, come indicato invece per tutti gli altri elementi del ponte.

Questo è confermato dalla definizione del semi-giunto come elemento critico al punto 3.3 delle Linee Guida [2]. La definizione di elementi critici che viene fornita è “elementi particolarmente soggetti ai fenomeni di degrado e i cui eventuali malfunzionamenti possono incidere significativamente sul comportamento dell'impalcato”.

Al livello 2, “Analisi dei rischi rilevanti e classificazione su scala territoriale”, si stimano i fattori di rischio e si attribuisce all'opera una classe di attenzione CdA. La CdA di interesse in questo elaborato è quella strutturale e fondazionale.

La classe è determinata attraverso un approccio per “classi e operatori logici”, vengono utilizzati parametri principali e secondari che vengono combinati attraverso flussi logici. La

CdA strutturale e fondazionale viene definita in funzione di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione. La pericolosità è determinata a partire dalla classe stradale e frequenza di passaggio dei veicoli commerciali. L'esposizione è definita sulla base del livello di traffico medio giornaliero TGM, luce della campata, presenza di alternative stradali e tipologia di ente scavalcato. La vulnerabilità è ottenuta dal livello di difettosità, rapidità di evoluzione del degrado, anno di costruzione e caratteristiche costruttive del ponte. Il livello di difettosità per elementi critici è di classe ALTO. Come è possibile vedere in Figura 2.6, un difetto sulla sella Gerber porta ad avere una classe di vulnerabilità ALTA, i parametri secondari non influiscono sul risultato.

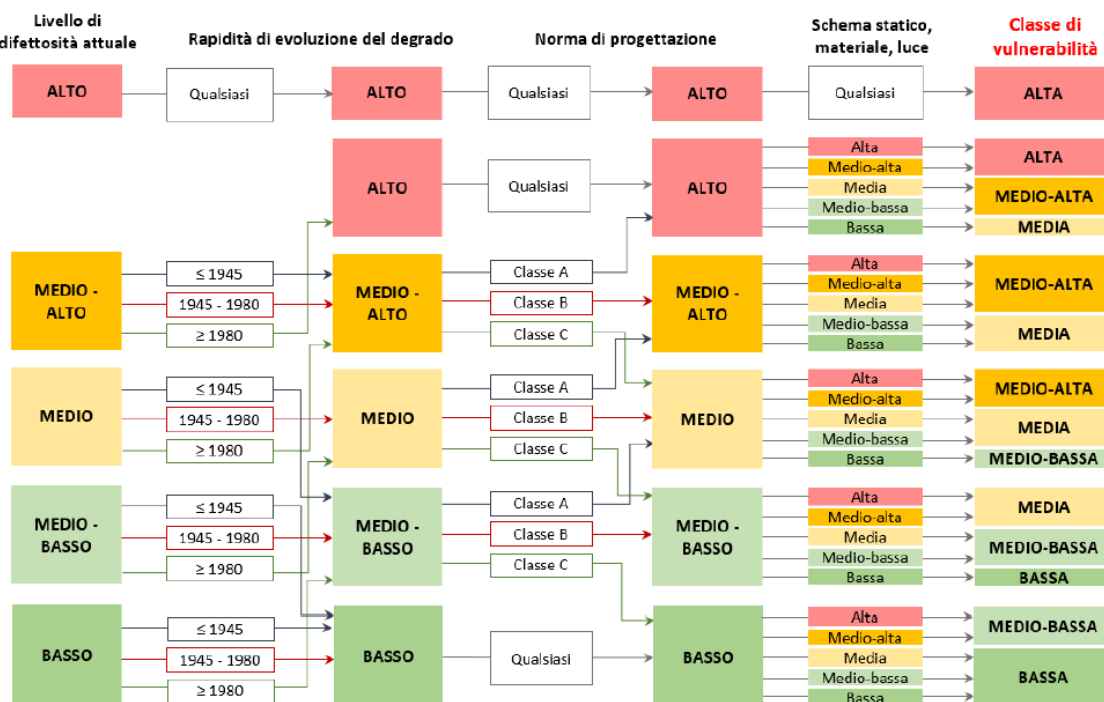


Figura 2.6- Determinazione classe di vulnerabilità strutturale e fondazionale [2]

Una volta ottenute le tre classi precedentemente illustrate è possibile definire la CdA attraverso la tabella 4.10 riportata nelle Linee Guida (Figura 2.7). Una classe di vulnerabilità ALTA, indipendentemente dal livello di pericolosità e esposizione, fornisce una CdA strutturale e fondazionale ALTA.

Classe di pericolosità ALTA

		Classe di esposizione				
		Alta	Medio-Alta	Media	Medio-Bassa	Bassa
Classe di vulnerabilità	Alta	Alta				
	Medio-Alta	Alta		Medio-Alta		
	Media	Alta	Medio-Alta		Media	
	Medio-Bassa	Medio-Alta	Media			
	Bassa	Medio-Alta	Media		Medio-Bassa	

Classe di pericolosità MEDIO-ALTA

		Classe di esposizione				
		Alta	Medio-Alta	Media	Medio-Bassa	Bassa
Classe di vulnerabilità	Alta	Alta				
	Medio-Alta	Alta	Medio-Alta			Media
	Media	Medio-Alta		Media		
	Medio-Bassa	Media			Medio-Bassa	
	Bassa	Media		Medio-Bassa		Bassa

Classe di pericolosità MEDIA

		Classe di esposizione				
		Alta	Medio-Alta	Media	Medio-Bassa	Bassa
Classe di vulnerabilità	Alta	Alta				
	Medio-Alta	Medio-Alta			Media	
	Media	Medio-Alta	Media			
	Medio-Bassa	Media			Medio-Bassa	
	Bassa	Media		Medio-Bassa	Bassa	

Classe di pericolosità MEDIO-BASSA

		Classe di esposizione				
		Alta	Medio-Alta	Media	Medio-Bassa	Bassa
Classe di vulnerabilità	Alta	Alta				
	Medio-Alta	Medio-Alta			Media	
	Media	Medio-Alta	Media		Medio-Bassa	
	Medio-Bassa	Media		Medio-Bassa		Bassa
	Bassa	Media	Medio-Bassa		Bassa	

Classe di pericolosità BASSA

		Classe di esposizione				
		Alta	Medio-Alta	Media	Medio-Bassa	Bassa
Classe di vulnerabilità	Alta	Alta				
	Medio-Alta	Medio-Alta	Media			Medio-Bassa
	Media	Media			Medio-Bassa	Bassa
	Medio-Bassa	Media		Medio-Bassa	Bassa	
	Bassa	Medio-Bassa		Bassa		

Figura 2.7- Definizione CdA strutturale e fondazionale [2]

Un difetto, anche se poco esteso o intenso, riscontrato sulla sella Gerber conferisce al ponte la necessità di eseguire ispezioni periodiche, programmazione di monitoraggio e valutazione accurata (Livello 4).

Diversi autori hanno studiato e proposto dei metodi alternativi con il fine di ottenere una lista di priorità di intervento basata sul tipo di semi-giunto, sul tipo di difetto e su valori k_1 e k_2 diversi dall'unità [6].

2.3 Fenomeni di degrado ricorrenti

Diverse sono le cause che rendono le selle Gerber elementi così suscettibili al degrado. Una causa è l'assenza di normative e prescrizioni specifiche per il progetto dei semi-giunti all'epoca di massimo utilizzo di questa tecnica costruttiva. Ciò ha portato alla realizzazione di elementi con carenze nei dettagli delle armature. Inoltre il requisito di durabilità è stato introdotto in tempi più recenti, è spesso riscontrabile infatti un copriferro ridotto e insufficiente a proteggere le armature da attacchi fisici e chimici [7]. Tale condizione è peggiorata ulteriormente dalla complessità nella realizzazione di seggiole Gerber gettate in opera, con spessore di copriferro che risulta non uniforme.

Tra le altre cause possono essere sicuramente individuate la posizione e geometria dell'elemento. Le selle sono punti di discontinuità dell'impalcato e in loro corrispondenza si trovano giunti di espansione. Tali giunti se non correttamente monitorati e mantenuti possono rompersi e, uniti a sistemi di regimentazione delle acque meteoriche inadeguati, provocare la percolazione di acqua sull'elemento. Questo problema è aggravato dall'utilizzo di sali antigelo nel periodo invernale che contaminano le acque con quantità di cloruri non trascurabili. Questo tema è molto importante specialmente nelle selle di supporto, per via della loro conformazione geometrica vi è il ristagno di acqua nella zona della risega e quindi la predisposizione ad un degrado accelerato di queste zone e dei dispositivi di appoggio (Figura 2.8).



Figura 2.8- Degrado delle selle Gerber, corrosione delle armature e spalling

La geometria e la disposizione delle armature nella seggiola favoriscono la formazione di quadri fessurativi più o meno estesi. Secondo gli studi effettuati da Desnerck [3], la prima fessura si origina per un carico approssimabile a circa il 20%-40% del carico ultimo e solitamente si genera a 45° a partire dal punto di attacco della risega. È facile immaginare, complici gli aumenti del carico traffico che si sono registrati negli ultimi 50 anni, quanto frequente sia questa condizione nei ponti esistenti. Al momento dell'ispezione è di fondamentale importanza rilevare la distribuzione del quadro fessurativo, utile per un futuro programma di monitoraggio delle fessure critiche e per una prima stima delle armature effettivamente presenti, come riportato in [3] e richiamato in Figura 2.9.

Si è osservato infatti un meccanismo di rottura diverso e dipendente dalla geometria dell'armatura.

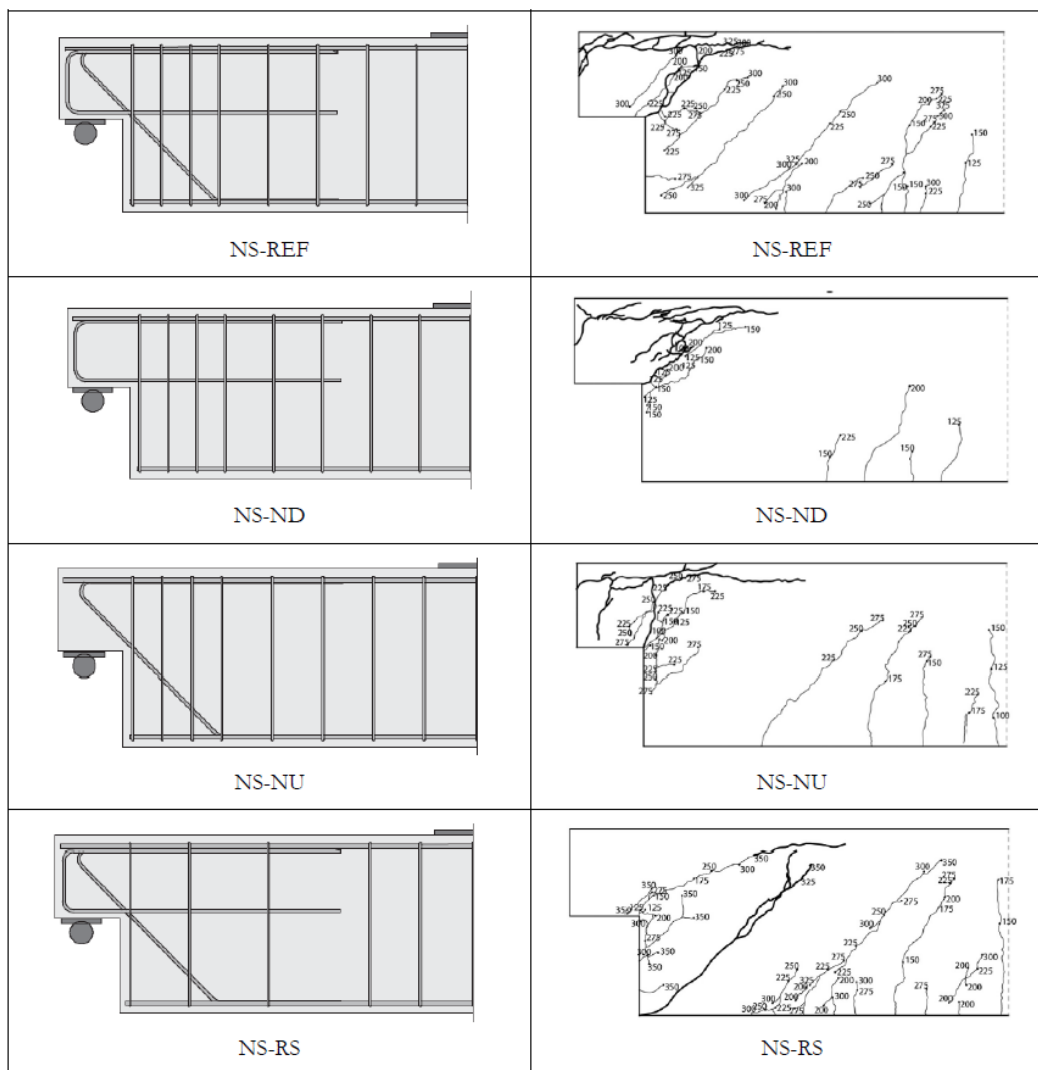


Figura 2.9- Quadro fessurativo a rottura, Desnerck 2016

La presenza di fessure, inoltre, velocizza i fenomeni di carbonatazione e attacco da cloruri del calcestruzzo armato portando ad una corrosione prematura delle armature. La corrosione delle barre è uno dei principali problemi delle selle Gerber e diventa particolarmente grave se vengono attaccati anche i trefoli e cavi da precompressione (qualora siano presenti e le testate siano alloggiare proprio nelle seggiole). Durante le ispezioni visive, se il fenomeno è poco esteso può non esser visibile nessun sintomo di questa problematica.

In presenza di una corrosione estesa invece può essere visibile una patina color ruggine oppure, nei casi più gravi, può verificarsi l'espulsione del copriferro (spalling) e l'esposizione delle barre. (Figura 2.10)



Figura 2.10- Spalling ed esposizione barre corrose

Ulteriori problematiche riscontrabili sono:

- Dilavamento e macchie di umidità
- Colonizzazioni biologiche
- Fenomeni di efflorescenza
- Nidi di ghiaia
- Danni da impatto

2.4 Indagini visive

Alle problematiche strutturali elencate al punto precedente devono essere aggiunte le difficoltà operative nell'eseguire le ispezioni. Le selle Gerber sono elementi presenti nei ponti a travata o a piastra, solitamente per queste tipologie costruttive non sono realizzati camminamenti all'intradosso dell'impalcato. Per ponti di altezza modesta è possibile operare dal basso direttamente dal piano di calpestio oppure attraverso l'utilizzo di piattaforme aeree. Nei ponti di altezze elevate, o in presenza di ostacoli alla base dell'opera, è necessario utilizzare piattaforme by-bridge per l'accesso dall'impalcato. Quest'ultima operazione viene utilizzata solamente nei casi in cui non vi siano modalità alternative a causa degli elevati costi economici e dei disagi creati agli utenti dell'opera per la chiusura parziale al traffico della carreggiata stradale. Una valida alternativa, seppur utilizzabile per le sole indagini visive, è rappresentata dall'utilizzo di sistemi aeromobili a pilotaggio remoto. Lo sviluppo di tecnologie sempre più affidabili e di semplice utilizzo, unito al

miglioramento delle qualità di immagine offerta dalle videocamere installate, ha permesso di rendere questi strumenti dei validi sostituti a metodologie più onerose.

Un'ulteriore difficoltà operativa è riscontrabile durante l'ispezione dei meccanismi di appoggio. Talvolta possono accumularsi materiali tra i due elementi che compongono il semi-giunto, ostruendo la visuale sugli apparecchi e rendendo necessaria la presenza di un operatore per pulire la zona interessata. Un'altra problematica relativa alle ispezioni degli appoggi si presenta nel caso di selle Gerber distribuite, quindi negli impalcati a soletta piena, infatti solamente gli apparecchi in posizione esterna sono raggiungibili.

2.5 Indagini strumentali e stima della resistenza dei materiali

Nel caso in cui debbano essere svolte verifiche sull'elemento è necessario accertarsi che lo stato di fatto sia corrispondente a quanto riportato sul progetto originale. Oltre ad una verifica di carattere geometrico risulta fondamentale individuare la posizione delle armature. Tale operazione può essere molto complicata in quanto le selle Gerber sono zone con concentrazioni elevate di barre.

In assenza di aree in cui si possono visionare direttamente gli strati esterni di armature a causa dello spalling del copriferro, è possibile utilizzare pacometri o radargrammi per individuare la posizione delle barre corticali e degli eventuali trefoli.

Se durante l'indagine visiva vengono segnalati difetti di degrado può essere necessario determinare quanto il fenomeno sia diffuso e la sua evoluzione. Come indicato nelle linee guida redatte dal consorzio FABRE [8], la stima del livello di degrado può essere effettuata attraverso prove non distruttive. Si riportano in seguito le principali utilizzate.

Tomografia a ultrasuoni, permette di individuare all'interno dell'elemento la geometria delle armature presenti, la presenza di fessure, cavità o altre discontinuità. Con finalità simili può essere utilizzata anche la tomografia a raggi X.

Le prove pacometriche permettono di stimare la profondità del copriferro.

Attraverso la polarizzazione lineare galvanometrica può essere stimata la velocità di corrosione.

Relativamente alla misura di corrosione delle barre è necessario definire se è attesa corrosione uniforme o localizzata per pitting. Questo concetto verrà illustrato in seguito.

Le misurazioni possono essere effettuate dall'operatore su una barra esposta oppure in laboratorio su campioni prelevati. In presenza di barre inglobate nel calcestruzzo è possibile determinare la probabilità che queste siano corrose attraverso le misure del potenziale di corrosione.

2.5.1 Stima della resistenza del calcestruzzo

Nel definire le prove necessarie per stimare la resistenza del calcestruzzo deve essere tenuto a mente che si sta operando in una zona critica, l'utilizzo di metodi distruttivi può danneggiare l'elemento e comprometterne la resistenza. La zona critica è quella compresa tra l'estremità della trave e una distanza pari ad H dall'attacco della risega, dove H è l'altezza totale della trave. (Figura 2.11)

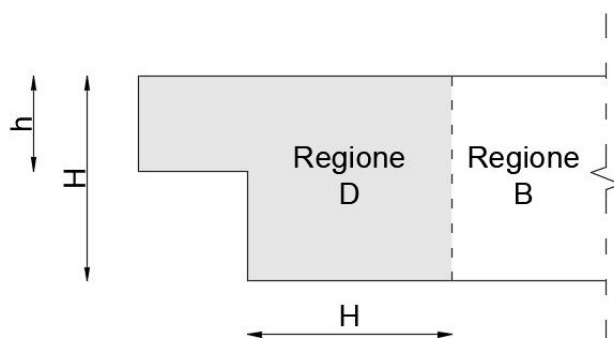


Figura 2.11- Definizione della zona critica

Inizialmente è buona norma procedere solamente con prove non distruttive, come per esempio la prova SONREB, all'interno della zona critica. All'esterno di essa si utilizzano le stesse prove abbinate a prove invasive, o distruttive. Procedendo in questo modo è possibile ottenere una correlazione tra i dati ottenuti con le due tipologie di prove ed estenderli anche alla zona critica.

In presenza di dati discordanti si eseguono prove distruttive anche nella zona critica valutando le conseguenze dei danni creati sulla resistenza dell'elemento. Talvolta il prelievo di carote di calcestruzzo da questa zona non risulta possibile a causa della congestione delle armature presenti. In generale, è comunque non consigliabile effettuare prelievi in zone ammalorate o altamente vulnerabili come le seggiole stesse.

I metodi non invasivi per la stima della resistenza del calcestruzzo sono le prove di velocità ultrasonica, prove sclerometriche e metodi SONREB.

Quelle distruttive sono le prove di laboratorio eseguite su carote prelevate in sito. Questo tipo di approccio permette inoltre di determinare la profondità del fronte carbonatato attraverso prove colorimetriche eseguite sul campione estratto. Tali prove possono essere effettuate su micro-carote al fine di limitare il danno sull'elemento strutturale.

Secondo quanto riportato al punto C8.5.4.2 della Circolare 2019 [9], le prove non distruttive possono sostituire al massimo il 50% delle prove distruttive con un rapporto di conversione pari a 3. [8].

2.5.2 Stima della resistenza dell'acciaio

L'approccio utilizzato per l'esecuzione delle prove sulle barre di armatura è analogo a quello utilizzato per il calcestruzzo. Inizialmente nella zona critica è buona norma limitarsi alle prove non distruttive. Può essere necessario eseguire saggi demolitivi per poter operare sulle barre. Nella restante parte di trave vengono eseguite le stesse prove utilizzate nella zona critica, abbinate a test di laboratorio su campioni di armature prelevate in loco. In questo modo è possibile correlare i dati ed estendere i risultati alla zona della sella Gerber. In presenza di risultati discordanti si eseguono test distruttivi anche nella zona critica, con attenzione a limitare l'invasività dell'intervento. Valgono gli stessi accorgimenti già delineati per le operazioni di prelievo sui calcestruzzi.

In laboratorio devono essere eseguiti test di trazione al fine di ottenere almeno il valore di tensione di snervamento e rottura dell'acciaio. Se l'opera presenta barre lisce o con nervatura ridotta può essere necessario valutare anche l'aderenza.

Una volta eseguito il prelievo della barra si procede al ripristino della zona. Le barre integrative possono essere connesse per saldatura, dispositivi meccanici oppure garantendo una sufficiente lunghezza di trasferimento. Nel caso in cui si proceda con la saldatura, deve essere eseguita in via preliminare una verifica di saldabilità dell'acciaio.

3 PROGETTO E VERIFICA DI SELLE GERBER NELLE NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Lo schema a travata con trave Gerber è stato molto utilizzato nel periodo 1950-1970 nonostante la scarsità di specifiche normative, linee guida e raccomandazioni. Gli approcci utilizzati per il progetto di questi elementi sono stati diversi, dal progetto della risega come trave a mensola al meccanismo attritivo sul piano di taglio, fino ai più recenti meccanismi tirante-puntone.

In seguito vengono riportate le prescrizioni delle principali normative di riferimento attuali, ACI318-19, UNI-EN 1992 (in seguito chiamato EC2) e PCI.

Si richiama inoltre il metodo MCFT, Modified Compression Field Theory, per il progetto di elementi a taglio.

3.1 Meccanismi tirante puntone

I modelli tirante-puntone, o Strut-Tie Model STM, consistono nel ricondurre il meccanismo resistente ad un traliccio reticolare. Vengono utilizzati per il progetto di tutti quegli elementi che non possono essere considerati travi snelle alla De Saint Venant.

I primi utilizzi di questo metodo possono essere riconosciuti nel traliccio di Morsch, sviluppato alla fine del 1800 per il progetto di travi in c.a. a taglio. Questo approccio è stato poi esteso agli elementi tozzi da Schlaich [10].

I modelli S&T sono metodi di progetto di analisi plastica e sono un'applicazione del teorema del limite inferiore.

Il metodo tirante puntone è attualmente riconosciuto dai principali codici internazionali, tra questi Eurocode2, Canadian Code, AASHTO LFRD, ACI318, CEB-FIP Model Code e NTC18.

3.1.1 Definizione della geometria del modello

Per ogni regione di discontinuità è possibile definire più tralicci in equilibrio con i carichi esterni. I risultati ottenuti dipendono dal traliccio utilizzato e saranno rappresentativi della reale situazione se il modello STM aderisce alla configurazione dell'elemento.

Schlaich [10] ha evidenziato l'importanza di orientare le aste lungo le direzioni delle isostatiche di trazione e compressione in fase I non fessurata, indicando un angolo di tolleranza pari a 15° . Le variazioni di orientamento delle aste avvengono in corrispondenza dei nodi.

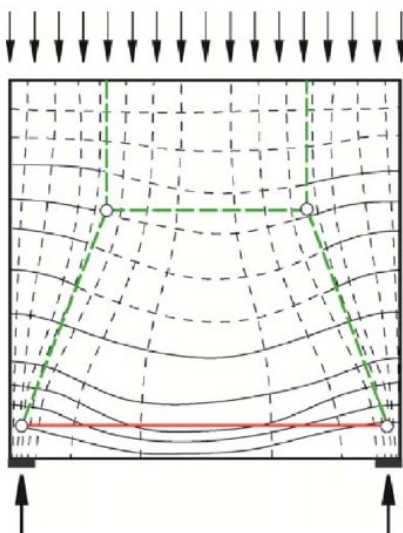


Figura 3.1- Disposizione delle aste lungo le isostatiche di trazione (linea continua) e di compressione (linea tratteggiata) [11]

Le aste possono essere tracciate secondo le isostatiche ottenute da un'analisi in fase elastica o in fase plastica, i modelli che si ottengono sono diversi. Il primo approccio permette di ottenere un traliccio utilizzabile per verifiche SLE e SLU, la capacità portante così ottenuta può risultare notevolmente inferiore a quella reale. Il secondo caso invece genera modelli che sviluppano grandi deformazioni e fessurazioni in esercizio, difficilmente si soddisfano le verifiche SLE con questo tipo di traliccio. Solitamente viene utilizzato il primo metodo [11].

Lo scopo della presente tesi esula dall'illustrazione delle diverse procedure per la determinazione del modello, quindi verranno in seguito elencate senza dilungarsi sugli aspetti teorici.

- Metodo basato su modelli noti
- Metodo dei percorsi di carico (Load path method)
- Metodo delle linee isostatiche [12]
- Metodo di ottimizzazione topologica
- Metodo dell'abbattimento del modulo elastico [13]

3.1.2 Modelli per selle Gerber in assenza di precompressione

I modelli utilizzati per le verifiche delle selle possono essere ottenuti adattando quando indicato al punto 10.9.4.6 dell'EC2 [14] alla geometria del caso studio.

In presenza di precompressione può essere utilizzato un unico modello oppure è possibile studiare due modelli tra loro indipendenti, uno resistente alla forza trasmessa dalla precompressione e uno resistente alla reazione vincolare di appoggio. Nel secondo caso non è possibile utilizzare la stessa armatura in entrambi i modelli.

In assenza di precompressione viene solitamente utilizzato uno dei due modelli riportati in Figura 3.2 e Figura 3.3 oppure una combinazione di essi. Le immagini richiamate sono tratte dalle linee guida FABRE [8]. I modelli illustrati devono essere adattati alla geometria dell'elemento e delle armature presenti.

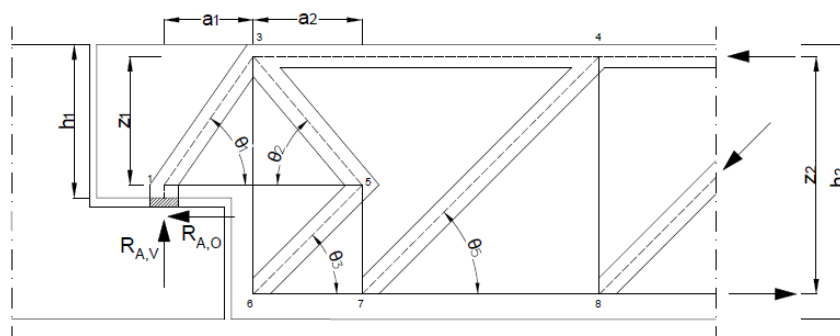


Figura 3.2- Schema A

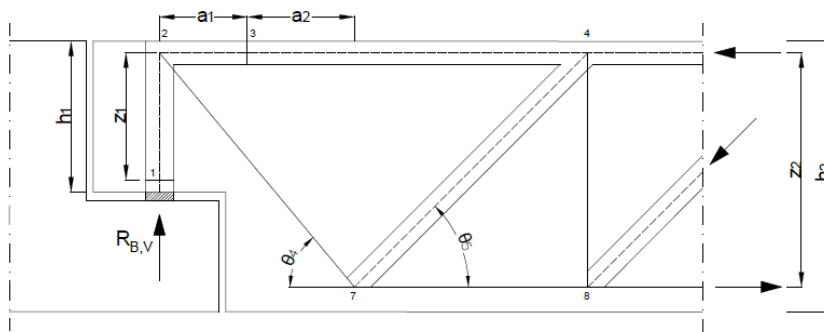


Figura 3.3- Schema B

L'EC2 non indica quale schema prediligere e consente l'utilizzo di una combinazione di entrambi, senza però indicare l'aliquota di carico da assegnare ad ognuno dei modelli. Il manuale AICAP [11] suggerisce di considerare i due schemi con uguale rigidezza e quindi una ripartizione al 50%, recenti studi invece consigliano un rapporto tra $R_{B,V}$ e $R_{B,A}$ superiore ad 1.

L'eventuale reazione vincolare orizzontale $R_{H,O}$ è applicata interamente allo schema A in quanto è l'unico capace di supportare tale azione.

Le forze esterne applicate ai tralicci sono ottenute dallo studio delle sollecitazioni agenti in corrispondenza della sezione di passaggio tra regione D e regione B. Eventuali forze distribuite vengono concentrate e applicate sotto forma di carico locale.

Gli angoli tra puntoni e tiranti devono essere comprese tra 25° e 65° , come indicato nella norma ACI318 [15], per evitare allungamenti e accorciamenti di aste nella stessa direzione con conseguente nascita di fessurazioni. Il Model Code [16] invece indica un angolo minimo pari a 30° .

L'inclinazione dei puntoni all'esterno della zona critica deve essere pari a quello utilizzato per la verifica a taglio della regione di continuità tramite traliccio di Mörsch.

Le azioni agenti sulle singole aste possono essere ricavate da semplici considerazioni di equilibrio ai nodi. Nel caso in cui venga utilizzata una combinazione dei due schemi, la sollecitazione agente sulle aste in comune è pari alla somma di quelle ottenute dai due tralicci studiati in modo indipendente.

Come indicato nelle linee guida sviluppate dal consorzio FABRE [8], talvolta lo schema B non può essere applicato a causa della geometria dell'armatura presente. Per esempio, nel caso in cui l'ancoraggio dell'armatura diagonale non fosse garantito, è necessario arretrare

la posizione del nodo 2', viene però in questo modo a mancare l'equilibrio del nodo 1 alle forze orizzontali (Figura 3.4). Una seconda casistica possibile è la mancanza di allineamento tra punto di applicazione della reazione e ancoraggio della barra diagonale. La traslazione del nodo 2' in basso non consentirebbe il normale sviluppo del puntone orizzontale superiore (Figura 3.5).

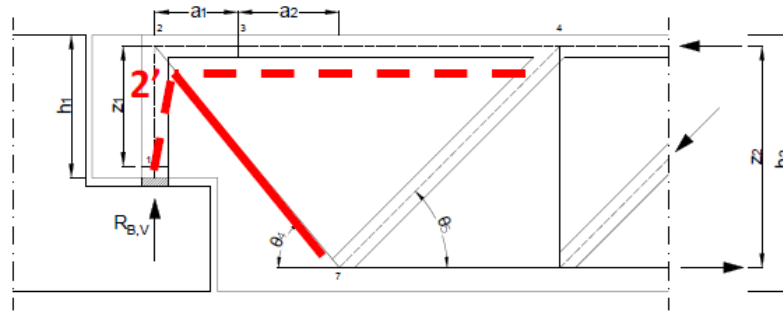


Figura 3.4- Traslazione nodo 2' per mancanza di ancoraggio del tirante 2'7

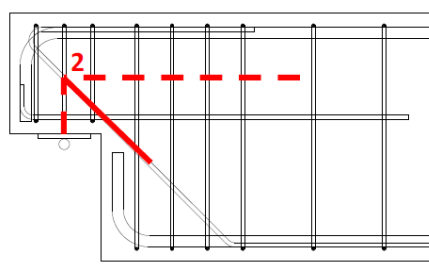


Figura 3.5- Traslazione del nodo 2' per non allineamento tra armatura e appoggio

In questi casi si suggerisce l'utilizzo di un unico modello che racchiude le armature utilizzate negli schemi A e B. (Figura 3.6)

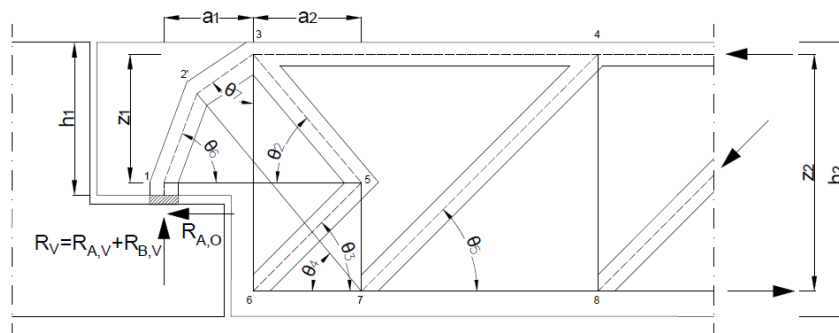


Figura 3.6- Schema C

3.1.3 Modelli per selle Gerber in presenza di precompressione

In assenza di indagini volte a valutare la precompressione residua è possibile eseguire verifiche a favore di sicurezza trascurando gli effetti dovuti alla post-tensione dei cavi. Qualora utilizzando questo approccio la verifica non risulti soddisfatta, oppure in presenza di risultati da indagini specifiche effettuate sui trefoli/cavi, è possibile considerare anche la precompressione nel meccanismo tirante-puntone.

È ammissibile l'utilizzo di due tralicci separati oppure si possono adattare gli schemi precedentemente riportati per includere gli effetti dovuti alla precompressione. Si riporta in Figura 3.7 lo schema C modificato.

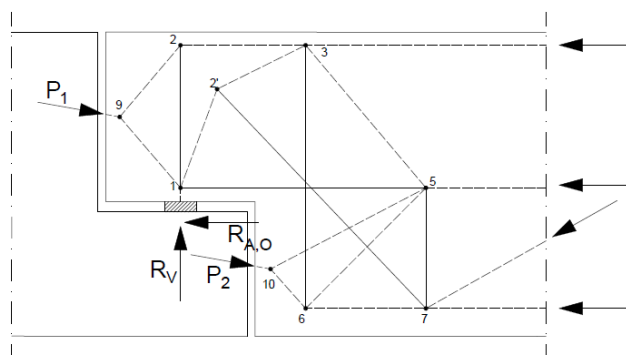


Figura 3.7- Schema C modificato in presenza di due cavi post-tesi

Quanto indicato precedentemente è valido per cavi post-tesi. In presenza di pretensione invece, deve essere considerata la lunghezza di trasferimento della forza, questa non è completamente agente nella regione critica della sella.

3.2 Eurocodice 2

Le prescrizioni relative all'utilizzo di meccanismi tirante-puntone sono indicate al punto 8.5 "Design with strut and tie models and stress fields". [17]

Gli schemi utilizzati sono quelli riportati nei paragrafi precedenti.

3.2.1 Verifica dei puntoni

Lo sforzo di compressione massimo a cui resistono i puntoni è ottenuto dal prodotto dell'area della sezione di verifica e della resistenza di progetto a compressione:

$$R_c = A_c \cdot \sigma_{cd} = A_c \cdot v \cdot f_{cd} \quad (3.2.1)$$

v è un fattore di riduzione della resistenza, determinato in funzione della geometria del traliccio e della presenza di tensioni di trazione ortogonali all'asta. Per puntone in regioni con assenza di trazioni trasversale, per esempio in presenza di compressione triassiale, v assume valore unitario.

In presenza di tiranti che deviano o attraversano il puntone, è possibile definire il valore v in funzione dell'angolo minimo tra puntone in esame e tiranti che lo intersecano, θ_{cs} .

Si riportano in Tabella 3.1 i valori utilizzabili nei diversi range di ampiezza dell'angolo.

Tabella 3.1- Valori fattore di riduzione v

Ampiezza angolo	Fattore v
$20^\circ \leq \theta_{cs} \leq 30^\circ$	0.4
$30^\circ \leq \theta_{cs} \leq 40^\circ$	0.55
$40^\circ \leq \theta_{cs} \leq 60^\circ$	0.7
$60^\circ \leq \theta_{cs} \leq 90^\circ$	0.85

Oppure è possibile stimare il valore da attribuire a v attraverso l'equazione 3.2.2.

$$v = \frac{1}{1.11 + 0.22 \cdot \cot^2 \theta_{cs}} \quad (3.2.2)$$

Dove la resistenza di progetto del calcestruzzo f_{cd} è determinata in accordo con l'equazione (5.3) riportata in normativa. È possibile considerare il contributo delle barre compresse nella resistenza del puntone se sono disposte nella stessa direzione dell'asta e ne è impedito il buckling.

3.2.2 Verifica dei tiranti

La resistenza del tirante è determinata in accordo con le prescrizioni riportate al capitolo 8.5.3 della norma.

$$R_s = A_s \cdot f_{yd} + A_p \cdot f_{pd} \quad (3.2.3)$$

Dove A_s e f_{yd} sono riferiti all'armatura lenta e A_p e f_{pd} all'armatura da precompressione

3.2.3 Verifica dei nodi

I nodi vengono classificati in funzione delle aste che vi convergono. Possono essere di quattro tipologie:

- Nodi CCC: vi convergono solo puntoni
- Nodi CCT: una delle aste che convergono nel nodo è un tirante
- Nodi CTT: nel nodo confluiscono due o più tiranti
- Nodi TTT: nel nodo convergono solamente tiranti

Nei nodi che presentano tiranti, l'ancoraggio delle barre dritte deve svilupparsi per una lunghezza superiore alla dimensione del nodo. Piegature o uncini non devono iniziare prima della metà del nodo e la zona curva non può trovarsi completamente all'interno della regione nodale. Il vincolo mediante piastre deve essere posizionato all'esterno del nodo.

La massima compressione applicabile ai bordi della regione nodale è indicata in equazione 3.2.4.

$$R_n = A_n \cdot \sigma_{cd} = A_n \cdot v \cdot f_{cd} \quad (3.2.4)$$

Dove A_n è l'area della faccia nodale considerata e v è il fattore di riduzione di compressione.

Nei nodi CCC la verifica della regione nodale può essere omessa se tutti i puntoni che vi confluiscono sono verificati, in alternativa è possibile utilizzare $v=1$. La resistenza può essere aumentata in accordo con le disposizioni ai punti 8.1.4 e 8.6 della norma.

Nei nodi CCT è possibile utilizzare $v=1$ se la barra è vincolata completamente all'esterno della zona nodale, nel caso in cui si sviluppi completamente all'interno si utilizzano le disposizioni in Tabella 3.1. L'interpolazione lineare è utilizzabile nei casi intermedi.

In presenza di nodi CTT si utilizza $v=1$ se l'ancoraggio è sviluppato completamente all'esterno della zona nodale, in caso contrario si utilizzano i valori di Tabella 3.1.

3.2.4 Verifica dell'ancoraggio

La verifica dell'ancoraggio delle barre longitudinali è eseguita in accordo con le prescrizioni riportate al paragrafo 11.4 di EC2. È possibile utilizzare un approccio tabellare in funzione della classe di resistenza del calcestruzzo e del diametro della barra (Table 11.1 (NDP)) della norma oppure il calcolo più dettagliato dell'equazione 11.3 della norma e in seguito riportata.

La lunghezza di ancoraggio di progetto l_{bd} è:

$$l_{bd} = k_{lb} \cdot k_{cp} \cdot \phi \cdot \left(\frac{\sigma_{sd}}{435}\right)^{n_\sigma} \cdot \left(\frac{25}{f_{ck}}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{\phi}{20}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{15\phi}{c_d}\right)^{\frac{1}{2}} \geq 10\phi \quad (3.2.5)$$

Dove σ_{sd} è il valore di tensione agente sulla barra, f_{ck} la resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo e ϕ il diametro della barra. c_d è il valore di riferimento del copriferro (eq. 3.2.6) e k_{cp} dipende dalle condizioni di aderenza.

$$c_d = \min(0.5c_s; c_x; c_y; 3.75\phi) \quad (3.2.6)$$

Con c_s passo netto tra le barre, c_x e c_y è il valore del copriferro in direzione x e y rispettivamente, misurato dalla superficie dell'armatura.

k_{cp} ha valore unitario per condizione di buona aderenza, 1.2 per cattiva aderenza e 1.4 per armature posizionate in fango bentonitico prima del getto.

Buona aderenza si considera per barre inclinate da 45° a 90° rispetto alla direzione del getto oppure barre posizionate ad almeno 300mm dalla superficie inferiore o superiore dell'elemento.

k_{cp} e n_σ possono essere ottenute dalle normative nazionali, il valore dipende dal tipo di azione di progetto.

In presenza di piegature o uncini è possibile ridurre la lunghezza di progetto determinata con la 3.2.5 di 15ϕ , con sviluppo risultante comunque maggiore di 10ϕ . Per le armature in trazione con ancoraggio ad uncino si considera tutto lo sviluppo di barra, misurato nella sua linea baricentrica di sezione. Per armature compresse si considera solo lo sviluppo di barra dritta prima della piegatura. (Figura 3.8)

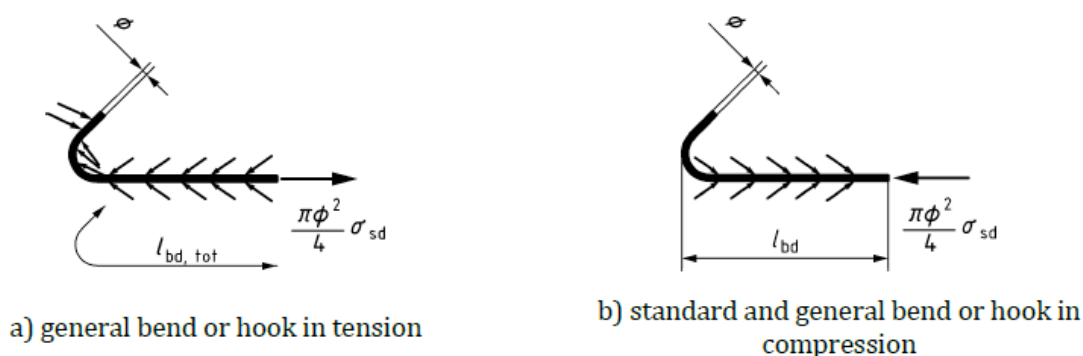


Figura 3.8 - Definizione della lunghezza di ancoraggio di progetto per barre con uncini in trazione e in compressione [17]

3.3 ACI 318-19

Le prescrizioni relative all'utilizzo di meccanismi tirante-puntone sono indicate al capitolo 23 "Strut and tie method". [15]

Gli schemi utilizzati sono quelli riportati nei paragrafi precedenti.

Le resistenze delle aste, determinate con le relazioni riportate in seguito, devono essere ridotte di un fattore di sicurezza pari a 0.75.

Per semplicità di lettura verranno modificati alcuni simboli all'interno delle equazioni per avere una simbologia il più possibile uniforme in tutto l'elaborato.

3.3.1 Resistenza dei puntoni

La resistenza dei puntoni deve essere determinata ad entrambe le estremità dell'asta e presa pari al valore minore ottenuto. La normativa ACI considera anche il contributo dell'armatura compressa inglobata nel puntone. La resistenza dell'asta in assenza o presenza di barre è rispettivamente:

$$R_c = A_c \cdot f_{ce} \quad (3.3.1)$$

$$R_c = A_c \cdot f_{ce} + A'_s \cdot f'_s \quad (3.3.2)$$

Dove f'_s è la tensione dell'acciaio alla deformazione ultima del calcestruzzo e f_{ce} è la resistenza effettiva del calcestruzzo valutata con l'equazione 3.3.3.

$$f_{ce} = 0.85 \cdot \beta_c \cdot \beta_s \cdot f'_c \quad (3.3.3)$$

β_s è un coefficiente che dipende dalla posizione del puntone (esterna, interna) e dalla presenza di armatura distribuita, può assumere al massimo valore unitario. β_c è un parametro che dipende dal confinamento del puntone. I valori da attribuire ai due coefficienti sono indicati rispettivamente in tabella 23.4.3(a) e 23.4.3(b) della norma.

3.3.2 Verifica dei tiranti

I tiranti possono essere composti da armature lente o cavi da precompressione. La resistenza del generico tirante è:

$$R_s = A_s \cdot f_y + A_{tp} \cdot \Delta f_p \quad (3.3.4)$$

In presenza di armatura lenta A_{tp} è nulla. Δf_p può essere considerato pari a 60'000 psi per cavi aderenti e 10'000 psi per cavi non aderenti, rispettivamente 413.6 MPa e 68.9 MPa.

3.3.3 Verifica dei nodi

La resistenza a compressione della regione nodale è data dall'espressione 3.3.5.

$$R_n = A_n \cdot f_{ce} \quad (3.3.5)$$

A_n è l'area della faccia nodale, considerata ortogonalmente alla direzione di applicazione della compressione. f_{ce} è la resistenza effettiva a compressione del calcestruzzo ed è ottenuta dalla 3.3.6.

$$f_{ce} = 0.85 \cdot \beta_c \cdot \beta_n \cdot f'_c \quad (3.3.6)$$

β_c è un parametro che dipende dal confinamento del puntone, i valori da attribuirgli sono indicati in tabella 23.4.3(b) della normativa. β_n dipende dalla tipologia di nodo in esame, i valori sono riferiti alla tabella 23.9.2 della normativa. Tale tabella è riportata in seguito. (Tabella 3.2)

Tabella 3.2- Parametri β_n

Tipo nodo	coefficiente β_n
CCC	1
CCT	0.8
CTT	0.6

3.3.4 Verifica dell'ancoraggio

In presenza di barre ad aderenza migliorata, la lunghezza di ancoraggio può essere determinata attraverso le prescrizioni riportate al punto 25.4.2.4 della normativa e richiamate nelle equazioni 3.3.7 e 3.3.8.

$$l_d = \left(\frac{3}{40} \cdot \frac{f_y}{\lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s \cdot \psi_g}{\frac{c_b + K_{tr}}{\phi}} \right) \cdot \phi \quad (3.3.7)$$

$$K_{tr} = \frac{40 \cdot A_{tr}}{sn} \quad (3.3.8)$$

Dove c_b è il valore minore di copriferro della barra misurato dal centro della barra, K_{tr} è un fattore che considera il contributo offerto dalle armature di confinamento e ϕ il diametro della barra.

A_{tr} è l'area totale di armature trasversali comprese nel passo s , n è il numero di barre presenti.

Viene imposto un limite superiore pari a 2.5 al termine $\frac{c_b + K_{tr}}{\phi}$.

I valori relativi ai coefficienti λ e ψ possono essere ricavati dalla tabella 25.4.2.5 della norma.

Al punto 25.4.3.1 [15] si riportano le prescrizioni relative al calcolo della lunghezza di ancoraggio per barre ad aderenza migliorata che terminano con un uncino. Si richiama nell'equazione 3.3.9 quanto riportato nel codice.

$$l_{dh} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_y \cdot \psi_e \cdot \psi_r \cdot \psi_o \cdot \psi_c}{55 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot \phi^{1.5} \\ 8 \cdot \phi \\ 6 \text{ in.} \end{array} \right. \quad (3.3.9)$$

In cui i parametri λ e ψ possono essere dedotti dalla tabella 25.4.3.2 di ACI318-19.

3.4 PCI 7th

L'approccio progettuale e di verifica riportato nel PCI 7th [18] è ottenuto principalmente da [19] e [20]. Le equazioni riportate sono valide per selle con un rapporto a/d non superiore a 1, dove a è la distanza tra punto di applicazione della reazione e armatura verticale nella sezione a piena altezza e d è l'altezza utile nella zona della risega.

I potenziali modi di cedimento (Figura 3.9) sono:

1. Flessione e sollecitazione assiale della risega
2. Taglio diretto nel piano di cambio sezione
3. Tensioni diagonali che si originano dal punto di cambio sezione
4. Tensione diagonale nella risega
5. Tensione diagonale dall'angolo inferiore

Questi meccanismi di fallimento devono essere studiati in modo indipendente, il quantitativo di armatura necessario deve essere considerato pari al massimo valore ottenuto per ogni posizione e non pari alla somma ottenuta dai diversi modi. In fase di verifica a resistenza della sella è uguale alla minore tra le resistenze dei singoli meccanismi.

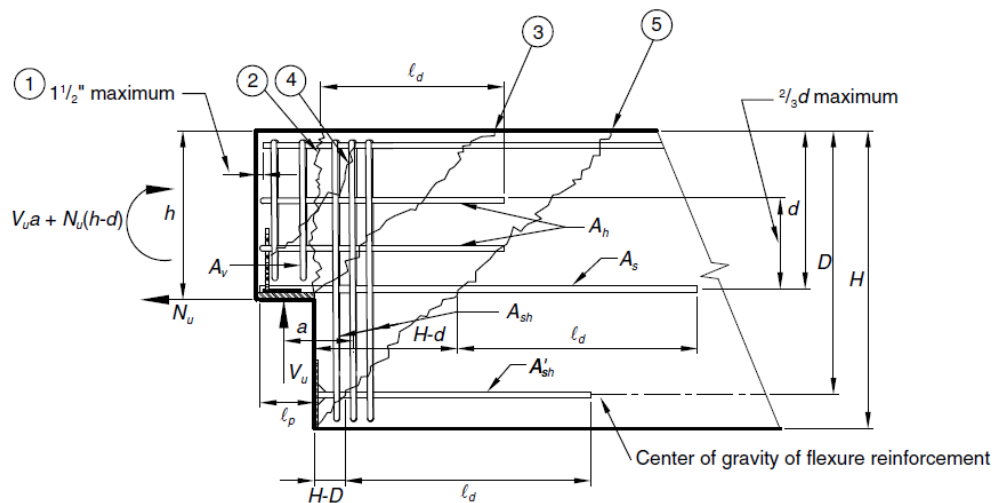


Figura 3.9- Meccanismi di fallimento della sella Gerber [18]

Le equazioni riportate in seguito sono ottenute con unità di misura americane. Le aree sono indicate in [in²] e le tensioni in [psi]. Nelle formulazioni richiamate in questo elaborato, il coefficiente di sicurezza è indicato con γ in sostituzione di ϕ . In fase di progettazione $\gamma=0.75$.

Il codice in esame è orientato alla progettazione, per ogni meccanismo è infatti riportato il calcolo dell'armatura minima per resistere alle sollecitazioni esterne. Poiché questa tesi è finalizzata alla verifica di elementi esistenti, le equazioni sono state invertite, in tal modo è possibile determinare la resistenza del meccanismo in funzione dell'armatura presente. Il nome attribuito alle diverse posizioni delle barre è indicato in Figura 3.9.

3.4.1 Meccanismo 1

La resistenza del meccanismo di fallimento della risega per flessione e forza assiale è:

$$R_1 = \left(A_s \cdot \gamma \cdot f_y - R_0 \cdot \frac{h}{d} \right) \cdot \frac{d}{a} \quad (3.4.1)$$

Dove R_0 è la reazione vincolare orizzontale. In sua assenza, o se il suo valore non è noto, è consigliato approssimarla al 20% della reazione verticale.

3.4.2 Meccanismo 2

La resistenza del meccanismo di taglio diretto è:

$$R_2 = \sqrt{(A_s + A_h) \cdot f_y \cdot 1500 \cdot \gamma^2 \cdot b \cdot h \cdot \lambda \cdot \mu} \quad (3.4.2)$$

È importante sottolineare che l'equazione 3.4.2 è valida ove le armature A_s e A_h abbiano lo stesso valore di tensione di snervamento. In caso contrario è necessario utilizzare la 3.4.3.

$$R_2 = \sqrt{(A_s \cdot f_{y,A_s} + A_h \cdot f_{y,A_h}) \cdot 1500 \cdot \gamma^2 \cdot b \cdot h \cdot \lambda \cdot \mu} \quad (3.4.3)$$

λ è un parametro utilizzato per calcestruzzi leggeri, $\lambda=1$ per calcestruzzi ordinari. μ è il coefficiente di "shear-friction", il valore è ottenibile dalla tabella 5.3.1 del codice. Nella medesima tabella è riportato anche il limite superiore di resistenza a taglio del meccanismo.

3.4.3 Meccanismo 3

La resistenza è governata dalla presenza di armature verticali e diagonali che attraversano la fessura 3 riportata in Figura 3.9.

$$R_3 = (A_{sh} + A_{sd}) \cdot f_y \cdot \gamma \quad (3.4.4)$$

In modo analogo a quanto indicato al punto 3.4.2, in presenza di tensioni di snervamento diversi devono essere computati i diversi contributi offerti dalle armature. In tal caso si utilizza la 3.4.5.

$$R_3 = (A_{sh} \cdot f_{y,A_{sh}} + A_{sd} \cdot f_{y,A_{sd}}) \cdot \gamma \quad (3.4.5)$$

3.4.4 Meccanismo 4

Il fallimento della risega per nascita di tensioni è impedito dalle armature A_h e A_v indicate in Figura 3.9. Si riporta in questo caso la formulazione relativa a barre con medesima tensione di snervamento (3.4.6) e tensione di snervamento differente (3.4.7).

$$R_4 = (A_h + A_v) \cdot f_y + 2 \cdot b \cdot h \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \quad (3.4.6)$$

$$R_4 = A_h \cdot f_{y,A_h} + A_v \cdot f_{y,A_v} + 2 \cdot b \cdot h \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \quad (3.4.7)$$

3.4.5 Meccanismo 5

La resistenza è garantita dalle seguenti condizioni:

- Armatura orizzontale A_s si estende oltre la fessura 5 di una lunghezza l_d tale da consentire un sufficiente ancoraggio. All'estremità della risega l'ancoraggio deve essere garantito con barre saldate o uncini.

- Armatura orizzontale A_s si estende oltre la fessura 2 di una lunghezza l_d tale da consentire un sufficiente ancoraggio. All'estremità della risega l'ancoraggio deve essere garantito con uncini o altri dispositivi.

Il calcolo della lunghezza l_d è eseguito attraverso le prescrizioni riportate in ACI318-19 [15]. È possibile utilizzare l'approccio semplificato riportato in tabella 25.4.2.3 oppure il calcolo più rigoroso con l'equazione 25.4.2.4a, entrambi riportati nella normativa ACI.

L'ultimo approccio è riportato nel presente elaborato, equazione 3.3.7.

3.5 Modified Compression Field Theory, MCFT

Il metodo per il progetto di elementi a taglio solitamente utilizzato, e riportato nelle principali normative internazionali, consiste nel considerare che la resistenza sia offerta dalle tensioni di compressione diagonali f_2 inclinate di un angolo ϑ rispetto all'orizzontale. La resistenza di un elemento fessurato è garantita da un sistema di elementi in calcestruzzo compresi tra le fessure uniti da staffe.

Inizialmente l'angolo ϑ era fissato a 45° . Le moderne normative però consentono al progettista di scegliere l'angolo, imponendo il rispetto di un ϑ minimo e un limite superiore alla resistenza a compressione del calcestruzzo. Questi approcci trascurano la resistenza a trazione del calcestruzzo.

Il MCFT utilizza le deformazioni della trave per ottenere il valore dell'inclinazione ϑ delle fessure e quindi delle tensioni di compressione. [21]

Dagli studi effettuati da Vecchio e Collins [22] si è notato che la tensione principale di compressione f_2 non dipende dalla sola deformazione ϵ_2 ma anche dalla deformazione principale di tensione ϵ_1 . Hanno inoltre osservato che una volta create le fessure per taglio, i prismi di calcestruzzo non danneggiati mantengono una aliquota di tensione di trazione.

Il problema può essere suddiviso in elementi membranali che rappresentano una porzione di struttura in ca, questi presentano spessore uniforme e armatura distribuita in direzione x e y. I carichi agenti agli spigoli dell'elemento sono considerate tensioni assiali uniformi f_x e f_y e di taglio v_{xy} . In questo modello calcestruzzo e barre sono in perfetta aderenza.

Il modello successivamente proposto è difficilmente risolvibile in via analitica, è solitamente utilizzato in modellazioni numeriche agli elementi finiti.

Si richiamano in seguito formulazioni e immagini riportate nell'articolo di Vecchio e Collins [22].

3.5.1 Condizioni di compatibilità

Poiché una delle ipotesi iniziali del metodo è la perfetta aderenza tra calcestruzzo e barre, le deformazioni di questi due elementi saranno uguali. Verranno chiamate ε_x e ε_y le deformazioni in direzione x e y rispettivamente.

Se sono note le tre componenti di deformazione ε_x e ε_y e γ_{xy} , attraverso la costruzione dei cerchi di Mohr è possibile ottenere le seguenti relazioni.

$$\gamma_{xy} = \frac{2 \cdot (\varepsilon_x - \varepsilon_2)}{\tan \theta} \quad (3.5.1)$$

$$\varepsilon_x + \varepsilon_y = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 \quad (3.5.2)$$

$$\tan^2 \theta = \frac{\varepsilon_x - \varepsilon_2}{\varepsilon_y - \varepsilon_2} \quad (3.5.3)$$

3.5.2 Condizioni di equilibrio

Si studia l'equilibrio nelle due direzioni dell'elemento di riferimento (Figura 3.10).

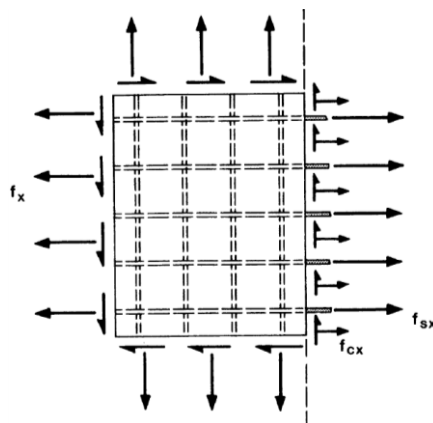


Figura 3.10 - Forze esterne e tensioni agenti su calcestruzzo e barre in direzione x [22]

Si riportano in seguito le condizioni di equilibrio per le tre forze agenti sull'elemento di riferimento.

$$f_x = f_{cx} + \rho_{sx} \cdot f_{sx} \quad (3.5.4)$$

$$f_y = f_{cy} + \rho_{sy} \cdot f_{sy} \quad (3.5.5)$$

$$v_{xy} = v_{cx} = v_{cy} \quad (3.5.6)$$

Nell'ipotesi che le barre resistano a soli sforzi assiali.

Se le tensioni agenti sul calcestruzzo sono note, è possibile ottenere dal cerchio di Mohr (Figura 3.11) le seguenti relazioni.

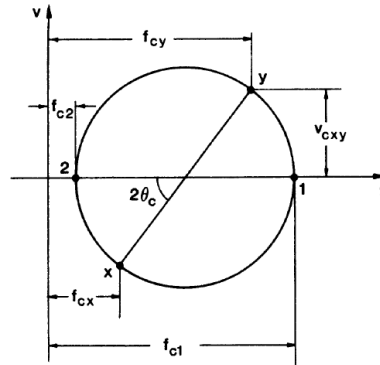


Figura 3.11- Cerchio di Mohr per tensioni medie del calcestruzzo [22]

$$f_{cx} = f_{c1} - \frac{v_{cxy}}{\tan \theta} \quad (3.5.7)$$

$$f_{cy} = f_{c1} - v_{cxy} \cdot \tan \theta \quad (3.5.8)$$

$$f_{c2} = f_{c1} - v_{cxy} \cdot \left(\tan \theta + \frac{1}{\tan \theta} \right) \quad (3.5.9)$$

3.5.3 Legami costitutivi dei materiali

Le tensioni e deformazioni considerate nel modello sono medie. Le tensioni assiali nelle armature dipendono dalla sola deformazione assiale. La legge costitutiva utilizzata è la bilineare elastica – perfettamente plastica. Le tensioni nel tratto elastico sono quindi:

$$f_{sx} = E_s \cdot \varepsilon_x \quad (3.5.10)$$

$$f_{sy} = E_s \cdot \varepsilon_y \quad (3.5.11)$$

Le tensioni principali medie agenti nel calcestruzzo sono state ottenute da test sperimentali a taglio. La tensione principale di compressione f_{c2} è funzione della deformazione a compressione ε_{c2} e di trazione ε_{c1} . Un elemento fessurato in calcestruzzo, se soggetto a trazione ortogonale alla compressione, è meno resistente e più fragile di un campione utilizzato nei test di compressione cilindrica.

Il comportamento a compressione è descritto dalle seguenti relazioni:

$$f_{c2} = f_{c2max} \cdot \left[2 \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_c'} \right) - \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_c'} \right)^2 \right] \quad (3.5.12)$$

$$f_{c2max} = \frac{1}{0.8 - 0.34 \cdot \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_c}} \leq 1 \quad (3.5.13)$$

Con ε_c' deformazione in corrispondenza del picco di resistenza a compressione, valore negativo.

Le relazioni del comportamento a trazione si differenziano per calcestruzzo non fessurato ($\varepsilon_1 \leq \varepsilon_{cr}$) e fessurato ($\varepsilon_1 > \varepsilon_{cr}$). Sono rispettivamente:

$$f_{c1} = E_c \cdot \varepsilon_{c1} \quad (3.5.14)$$

$$f_{c1} = \frac{0.33 \sqrt{f_c}}{1 + \sqrt{200 \cdot \varepsilon_{c1}}} \quad (3.5.15)$$

Con f_c resistenza di picco a compressione ottenuta da test su campione cilindrico.

3.5.4 Trasferimento forze attraverso la fessura

In corrispondenza della fessura la tensione sulle armature è superiore alle tensioni medie mentre la tensione di trazione del calcestruzzo è nulla. I due set di tensioni riportati in Figura 3.12, riferiti ad una sezione di fessura e una intermedia, devono essere equivalenti. Si riportano in equazione 3.5.16 l'equilibrio in direzione x e y rispettivamente.

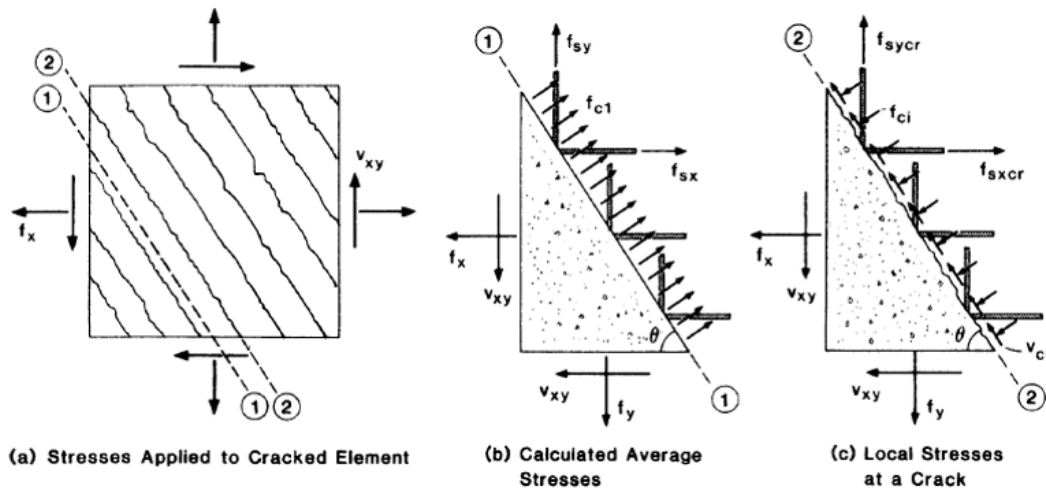


Figura 3.12- Confronto tensioni medie (b) e tensioni locali in corrispondenza della fessura (c) [22]

$$\begin{aligned} \rho_{sx} \cdot (f_{sxcr} - f_{sx}) &= f_{c1} + f_{ci} + \frac{v_{ci}}{\tan \theta} \\ \rho_{sy} \cdot (f_{sycr} - f_{sy}) &= f_{c1} + f_{ci} - \frac{v_{ci}}{\tan \theta} \end{aligned} \quad (3.5.16)$$

Dove f_{scr} è la tensione agente sull'acciaio in corrispondenza del piano di scorrimento, non deve superare la tensione di snervamento di progetto. La compressione trasmessa dal calcestruzzo ortogonale alla fessura è f_{ci} .

Nella quasi totalità dei casi la fessura si origina all'interfaccia tra matrice cementizia e aggregati, creando una superficie di scorrimento irregolare che permette il trasferimento di taglio v_{ci} . La formulazione proposta da Walraven per il calcolo di v_{ci} lega la tensione di taglio trasmessa all'apertura di fessura e alla compressione agente sul calcestruzzo.

$$v_{ci} = 0.18 \cdot v_{cimax} + 1.64 \cdot f_{ci} - 0.82 \cdot \frac{f_{ci}^2}{v_{cimax}} \quad (3.5.17)$$

$$v_{cimax} = \frac{\sqrt{-f_c'}}{0.31 + 24 \cdot \frac{w}{a + 16}} \quad (3.5.18)$$

a è la dimensione massima dell'aggregato espressa in mm e w l'apertura di fessura. Quest'ultima dipende dalla deformazione principale di trazione del calcestruzzo, dall'angolo ϑ e parametri di controllo di fessurazione s_m .

$$w = \varepsilon_{c1} \cdot s_\theta \quad (3.5.19)$$

$$s_\theta = \frac{1}{\frac{\sin \theta}{s_{mx}} + \frac{\cos \theta}{s_{my}}} \quad (3.5.20)$$

4 STUDIO PARAMETRICO E CONFRONTO MODELLI

Nel presente capitolo viene studiata l'influenza dei parametri sulla resistenza della sella determinata con test sperimentali e con le normative precedentemente illustrate. Viene inoltre eseguito un confronto tra i modelli riportati nei diversi codici, comparando i risultati con quanto ottenuto da prove di carico.

4.1 Dataset sperimentale

In letteratura sono disponibili numerosi test sperimentali effettuati su selle Gerber. Il dataset analizzato si compone di 127 campioni ottenuti dalle seguenti pubblicazioni: Lu e Lin [23] [24] [25], Mattock e Chan [26], Aswin [27] [28] [29], Ahmad [30] e Wang e Guo [31].

Per ogni elemento i parametri rilevati sono l'altezza totale della trave H , larghezza della trave b , altezza della risega h , lunghezza della risega l , altezza utile della sezione d , luce di taglio a , resistenza media a compressione del calcestruzzo f_{cm} , resistenza media di snervamento per l'acciaio f_{ym} , quantità di armatura tesa nella risega A_s , armatura verticale A_v , armatura orizzontale A_h , armatura verticale nella sezione a piena altezza A_{sh} e carico di rottura V_u .

I parametri appena descritti sono rappresentati in Figura 4.1.

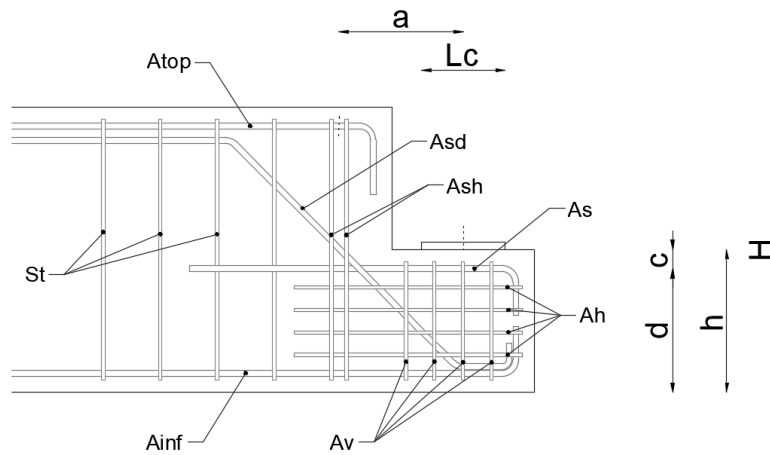


Figura 4.1- Indicazione grafica dei parametri rilevati

Nei test condotti da Lu [24] e Mattock [26] alcuni campioni sono stati portati a rottura con applicazione simultanea di un carico verticale e uno orizzontale di trazione. In totale 16 elementi sui 127 analizzati sono stati sottoposti a questa tipologia di prova. Il valore del tiro orizzontale è riportato nell'Allegato 1.

La geometria della sella è influenzata dal rapporto a/d che ne determina la snellezza del meccanismo resistente. Come è possibile visionare in Figura 4.2, la conformazione geometrica è molto variabile, con valori di a/d compresi tra 0 e 1.5. Gli elementi con rapporto nullo sono stati realizzati in assenza di armatura, rappresentano una piccola frazione della popolazione totale, circa il 5%.

La resistenza a compressione del calcestruzzo ha una distribuzione piuttosto ampia, il 50% dei campioni circa presenta f_{cm} inferiore ai 40MPa. Alcuni elementi presentano calcestruzzo fibrorinforzato ad alta resistenza, $f_{cm} > 75$ MPa.

I parametri relativi alle armature sono stati richiamati sotto forma di rapporto geometrico ρ . Si richiamano le equazioni utilizzate per il calcolarne il valore.

$$\rho_s = A_s/bh \quad (4.1.1)$$

$$\rho_{sh} = A_{sh}/bh \quad (4.1.2)$$

$$\rho_h = A_h/bh \quad (4.1.3)$$

$$\rho_v = A_v/bl \quad (4.1.4)$$

La distribuzione della variabile ρ_s è fortemente asimmetrica, con una concentrazione di campioni tra i valori 0.012 e 0.016. Circa il 70% degli elementi presenta un rapporto di

armatura superiore allo 0.01 mentre solamente 7 campioni sono privi di barre tese nella zona della risega.

L'armatura verticale A_{sh} mostra una distribuzione piuttosto uniforme per valori di ρ_{sh} inferiori allo 0.02.

Per quel che riguarda invece l'armatura verticale e orizzontale nella zona della risega, A_v e A_h rispettivamente, si è evidenziato come il 30% circa dei campioni non presentano queste posizioni di barre.

Nella Figura 4.2 non è infine stata considerata l'armatura A_{sd} come variabile principale in quanto è presente solamente in 19 su 127 campioni totali studiati. Uno studio della distribuzione di tale parametro sarebbe stato quindi poco rappresentativo.

Si riporta nell'Allegato 1 il dataset completo con le caratteristiche di tutti gli elementi che lo compongono.

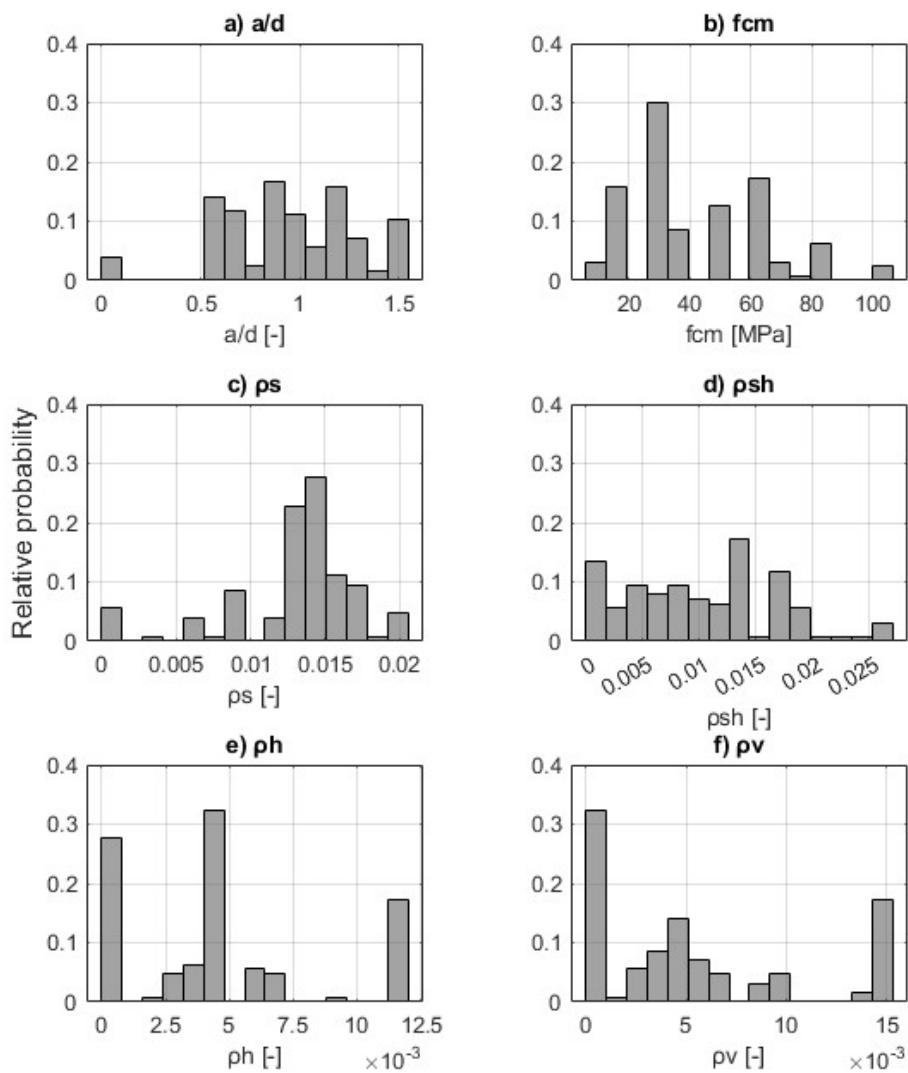


Figura 4.2- Distribuzione delle principali variabili nel dataset

4.2 Studio parametrico del dataset

Il dataset sperimentale illustrato al punto 4.1 è stato utilizzato al fine di valutare l'influenza che i diversi parametri hanno sul carico di rottura della sella. Si riporta in Figura 4.3 la variazione della resistenza dell'elemento in funzione delle principali variabili.

Dalla Figura 4.3(a) è possibile notare come non sia possibile definire una legge di dipendenza tra resistenza e geometria dell'elemento. Resistenza a compressione del calcestruzzo e armature hanno un'influenza maggiore sul valore del carico di rottura.

Dalla Figura 4.3(c) si nota una relazione di tipo lineare tra quantità di armatura tesa A_s e carico ultimo. Lo studio del coefficiente di correlazione conferma quello che è il legame tra le due grandezze, valore pari a 0.82.

Nella Figura 4.3(b) si distinguono due zone. Per f_{cm} inferiore a 75 MPa, al crescere della resistenza a compressione del calcestruzzo si nota un aumento del taglio resistente della sella. Per f_{cm} superiore a 75 MPa si ha riduzione di resistenza notevole. Tali campioni sono stati realizzati con una quantità di armatura tesa A_s ridotta o nulla. Se si studia infatti la variazione del carico di rottura in funzione del prodotto $A_s * f_{cm}$ si nota una crescita lineare di resistenza. Il coefficiente di correlazione in questo caso è pari a 0.87.

Il parametro che maggiormente influenza la resistenza a taglio delle seggiole Gerber è l'armatura A_{sh} . Nonostante i campioni siano stati realizzati con quantità di armatura a taglio molto variabile, si è notata una correlazione importante tra queste due grandezze.

Dall'analisi statica è emerso un coefficiente di correlazione r pari a 0.96, è quindi presente una relazione forte tra queste due grandezze. Come è possibile vedere in Figura 4.3(e), i dati si posizionano lungo una linea di tendenza lineare.

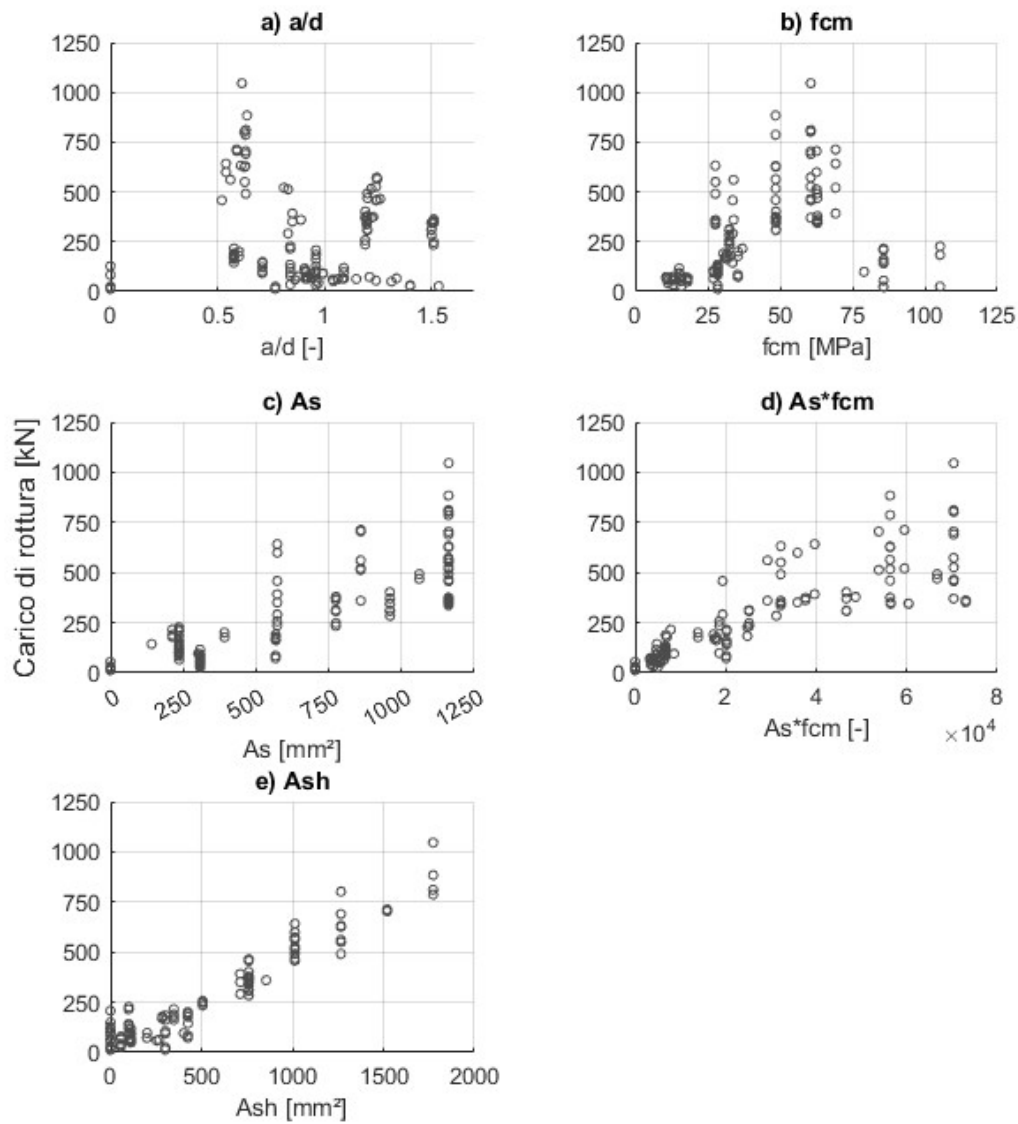


Figura 4.3- Influenza dei parametri sul carico di rottura

4.3 Confronto tra dataset sperimentale e modelli proposti dalle diverse normative

Un aspetto di particolare rilevanza quando si utilizzano modelli semplificati per il calcolo della resistenza dell'elemento è conoscere quale sia il livello di accuratezza quando si stima il risultato e, ancora più importante, in quali casistiche si rischia di sovrastimarne la capacità. Con questo obiettivo sono stati confrontati i risultati sperimentali collezionati in

letteratura e ottenuti per i campioni descritti al paragrafo 4.1 con le formule predittive previste dalle normative Eurocodice2, ACI e PCI.

La verifica eseguita con le prime due normative è stata utilizzata su un numero di campioni ridotto. Sono stati eliminati i 7 elementi che non presentano armatura A_s , è infatti impossibile in questo caso ottenere un traliccio equilibrato.

Poiché solamente un numero ridotto di campioni presentano armatura diagonale A_{sd} , è stato studiato solamente il modello STM di tipo A. Le normative ACI e EC sono state applicate quindi a 102 delle 127 selle riportate nell'Allegato 1. (Tabella 4.1)

Il codice PCI è stato utilizzato su tutti i campioni.

Tabella 4.1- Campioni esclusi nelle verifiche eseguite con ACI e EC

n	Normativa	Motivazione
13	ACI-EC	$A_s=0\text{mm}^2$, traliccio non equilibrato
14	ACI-EC	$A_s=0\text{mm}^2$, traliccio non equilibrato
20	ACI-EC	$A_s=0\text{mm}^2$, traliccio non equilibrato
23	ACI-EC	$A_s=0\text{mm}^2$, traliccio non equilibrato
33	ACI-EC	$A_s=0\text{mm}^2$, traliccio non equilibrato
34	ACI-EC	$A_s=0\text{mm}^2$, traliccio non equilibrato
37	ACI-EC	$A_s=0\text{mm}^2$, traliccio non equilibrato
26-36	ACI-EC	$A_{sd}\neq 0\text{mm}^2$
39	ACI-EC	$A_{sd}\neq 0\text{mm}^2$
82	ACI-EC	$A_{sd}\neq 0\text{mm}^2$
88	ACI-EC	$A_{sd}\neq 0\text{mm}^2$
89	ACI-EC	$A_{sd}\neq 0\text{mm}^2$
98	ACI-EC	$A_{sd}\neq 0\text{mm}^2$
99	ACI-EC	$A_{sd}\neq 0\text{mm}^2$
101	ACI-EC	$A_{sd}\neq 0\text{mm}^2$
102	ACI-EC	$A_{sd}\neq 0\text{mm}^2$
103	ACI-EC	$A_{sd}\neq 0\text{mm}^2$

Il calcolo della capacità a taglio della sella in funzione della resistenza della singola asta, o meccanismo di rottura, è riportato nell'Allegato 2. La determinazione della geometria del traliccio equivalente e le formulazioni di verifica sono quelle riportate al capitolo 3.

In Figura 4.4 viene rappresentato il confronto tra capacità a taglio determinata con test sperimentale e con modelli di calcolo. Come è possibile vedere i grafici ottenuti con

normativa ACI e EC sono quasi sovrapponibili, questo perché la geometria del modello tirante puntone è la medesima. Le differenze tra questi due metodi si presentano quando l'asta debole è un puntone, in questo caso infatti si applicano due fattori di riduzione della resistenza differenti che portano a risultati diversi, anche se di poco. Si nota nell'immagine (b) come l'Eurocodice porti ad una sovrastima di resistenza maggiore rispetto ad ACI per elementi con capacità ridotta.

Nel calcolo del taglio massimo resistente con codice PCI si nota una maggiore dispersione dei dati al crescere della resistenza.

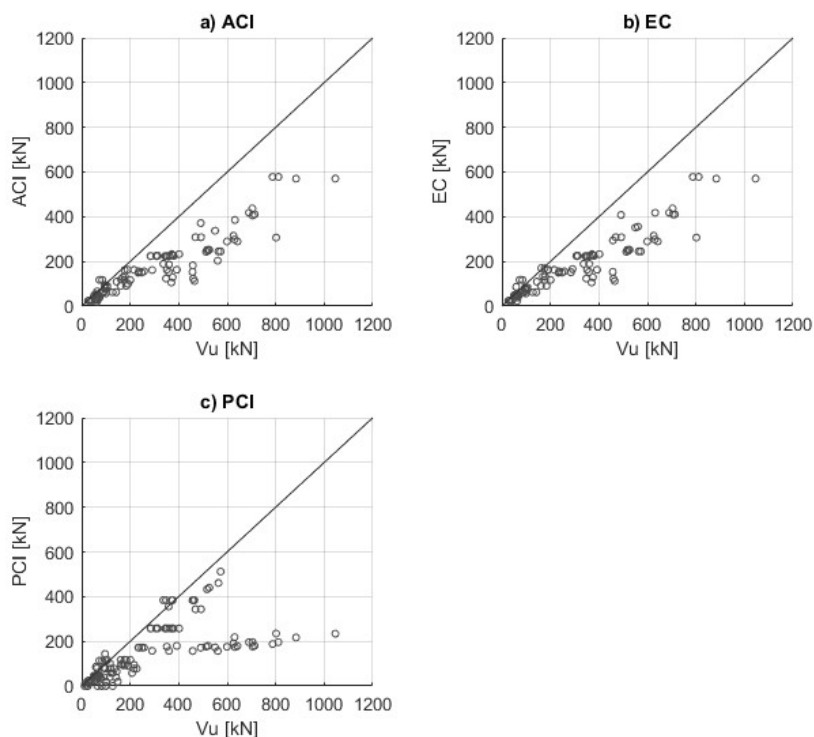


Figura 4.4- Confronto tra capacità sperimentale e calcolata con ACI318 (a), EC2 (b) e PCI (c)

Per ogni elemento analizzato è stato determinato il rapporto tra capacità calcolata Vu_{calc} e capacità determinata con prova di carico in laboratorio Vu_{TEST} . Si è calcolata la media di questi valori per le diverse normative.

Le resistenze determinate con ACI e EC sono rispettivamente, per i campioni analizzati, il 64% e il 66% del carico ultimo da laboratorio. Nel caso del PCI si ottiene una media del 62%. (Tabella 4.2)

Sulla base dei dati appena ottenuti si potrebbe erroneamente trarre come conclusione che il codice PCI è quello che permette di eseguire valutazioni con maggiore margine di sicurezza. Dalla Figura 4.4 si nota però come al crescere della resistenza nascono due rami,

uno con stima molto cautelativa e uno prossimo al carico di rottura sperimentale. Tale dispersione dei dati influisce sul rapporto Vu_{calc} / Vu_{TEST} , abbassandone il valore medio.

Per questo motivo è stata valutata l'incidenza degli elementi con rapporto maggiore all'unità sul numero totale di campione analizzati. La normativa con risultato peggiore è il PCI, in cui per il 10% circa dei campioni la resistenza è stata sovrastimata. Per modelli ACI e EC tale valor si ferma al 3% circa.

Tabella 4.2- Stima dell'accuratezza dei modelli: confronto tra capacità sperimentali e calcolate

ACI318	R calcolata/R sperimentale	Vu_{calc}/Vu_{TEST}	0.64
	R calcolata sovrastimata	$Vu_{calc}>Vu_{TEST}$	2.9%
EC2	R calcolata/R sperimentale	Vu_{calc}/Vu_{TEST}	0.66
	R calcolata sovrastimata	$Vu_{calc}>Vu_{TEST}$	3.9%
PCI	R calcolata/R sperimentale	Vu_{calc}/Vu_{TEST}	0.62
	R calcolata sovrastimata	$Vu_{calc}>Vu_{TEST}$	10.2%

Dalle stime effettuate con modelli tirante puntone si ottiene una rottura per superamento della tensione ultima nelle barre nel 75% dei casi circa. L'asta che influenza maggiormente la resistenza è il tirante T2.

Per il metodo proposto dal PCI invece i meccanismi di rottura più frequenti sono il numero 3 e 4, quindi quelli che sono maggiormente condizionati dall'armatura presente. Entrambe le tipologie di rottura si sono verificate nel 48% circa dei casi.

Tabella 4.3- Incidenza del criterio di rottura

Asta debole				
	T1	T2	C1	C4
ACI318	14.3%	56.3%	10.7%	9.8%
EC	14.3%	65.2%	11.6%	0.0%

Meccanismo di rottura				
	1	2	3	4
PCI	0.0%	3.9%	47.2%	48.8%

Viene eseguito inoltre il calcolo del coefficiente di correlazione r per cercare possibili relazioni tra resistenza e variabili principali. Le normative che utilizzano tralicci equivalenti presentano una forte dipendenza tra carico ultimo e armatura verticale A_{sh} , con coefficiente

prossimo allo 0.9. Si nota inoltre una dipendenza forte anche con l'armatura tesa della risega, coefficiente superiore a 0.6 per entrambe le norme.

Per il codice PCI si ottiene una correlazione importante per le posizioni di armatura orizzontale nella zona a sezione ridotta, per entrambe si ha un valore superiore a 0.8.

Tabella 4.4- Coefficienti di correlazione tra resistenza e parametri principali

	r_{fcm}	r_{As}	r_{Ah}	r_{Av}	r_{Ash}
ACI318	0.38	0.64	0.53	0.02	0.86
EC	0.36	0.62	0.52	-0.04	0.92
PCI	0.27	0.87	0.84	0.64	0.69

Si riporta in Figura 4.5 il valore del rapporto $V_{u_{calc}} / V_{u_{TEST}}$ in funzione dell'armatura A_s presente.

Dal grafico (a) si notano due elementi in cui il valore di resistenza è stato sovrastimato del 50% circa, in figura (b) invece sono 3 i campioni con errore simile. In entrambi i casi non è individuabile un andamento chiaro del rapporto al variare della quantità di armatura presente. Nel grafico (c) invece, le verifiche effettuate con PCI mostrano un numero maggiore di selle con taglio ultimo stimato superiore del 25% almeno rispetto al dato sperimentale. Anche in questo caso non è possibile trovare una correlazione tra le due variabili.

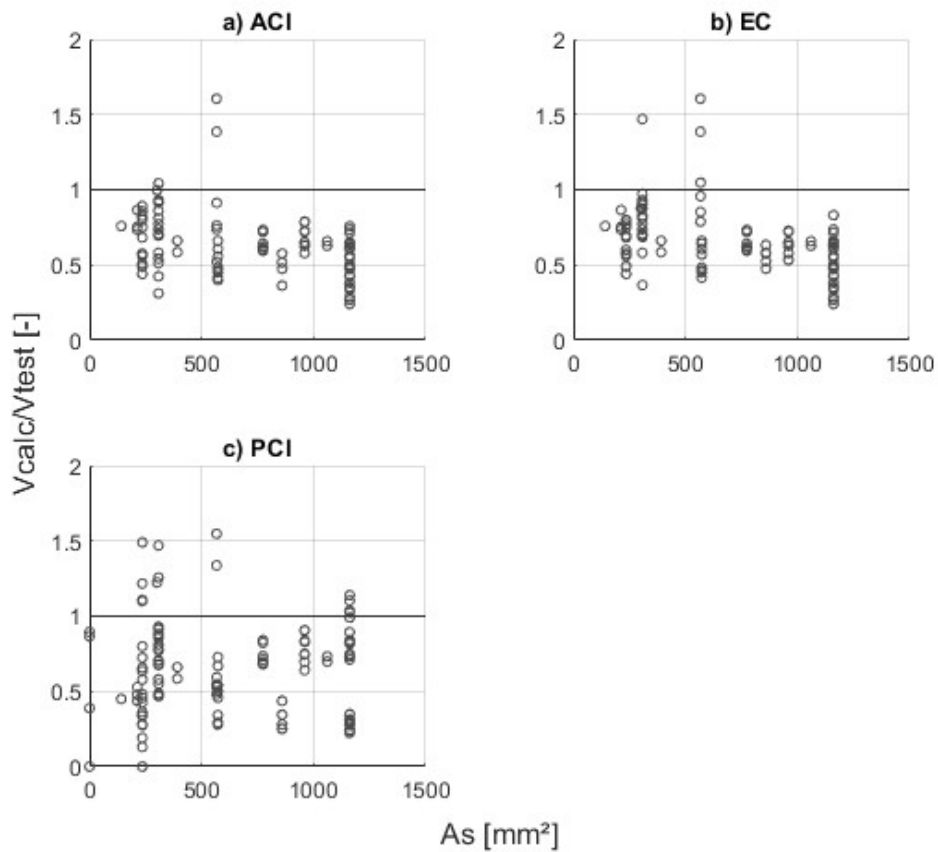


Figura 4.5- Rapporto V_{calc} / V_{uTEST} in funzione dell'armatura A_s

In modo analogo si indicano in Figura 4.6 la distribuzione del rapporto $V_{u_{calc}} / V_{u_{TEST}}$ in funzione di A_{sh} . Si evidenzia come ACI e EC commettono gli errori di stima maggiori per elementi con quantitativo di A_{sh} ridotto. Entrambe le normative presentano un grado di sicurezza maggiore al crescere dell'area di A_{sh} .

Il codice PCI in questo caso presenta maggiore frequenza di errore negli elementi con armatura a taglio ridotta, risultando più cautelativo rispetto ai modelli tirante puntone al crescere di questa posizione di armatura.

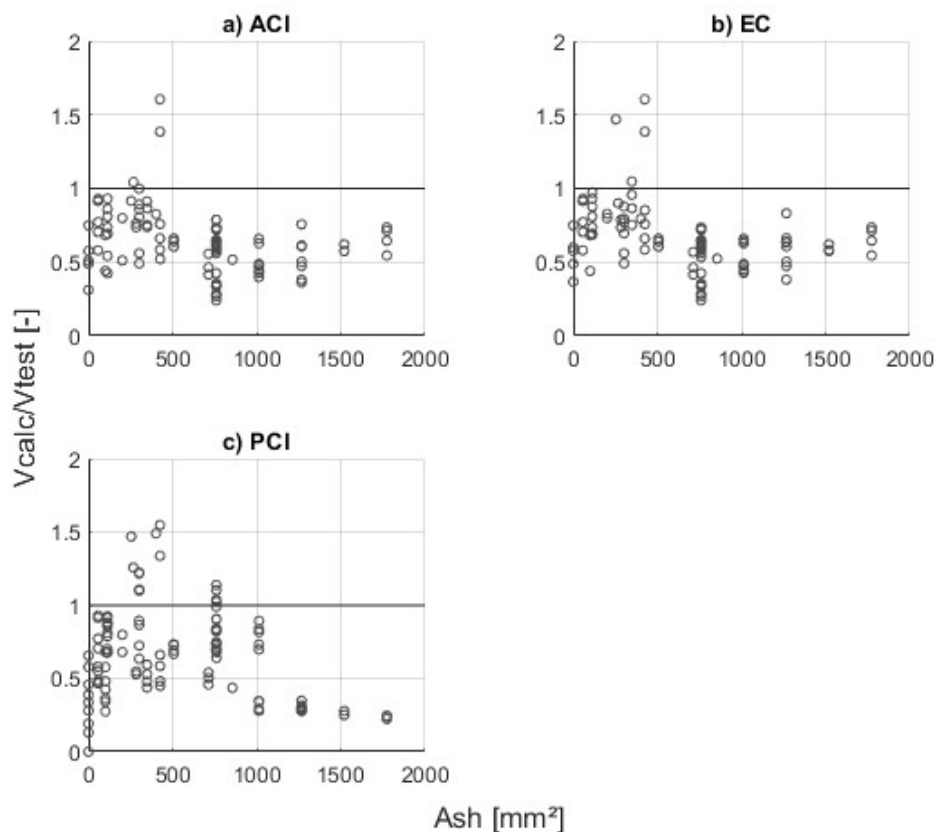


Figura 4.6- Rapporto V_{calc} / V_{uTEST} in funzione dell'armatura A_{sh}

Nei campioni che presentano anche barre diagonali è stata eseguita una verifica considerando la somma delle resistenze dei due meccanismi. Tale procedura ha portato in oltre la metà dei casi ad una sovrastima della capacità della sella. Poiché il numero di elementi con queste caratteristiche di armatura è ridotto non è possibile trarre conclusioni e cercare correlazioni con i parametri geometrici. Alcuni ricercatori indicano una possibile variazione della verifica considerando una capacità dell'elemento pari al doppio della resistenza del traliccio equivalente meno resistente. Una valida alternativa è l'utilizzo di un modello che comprenda tutte le posizioni di armatura presenti.

4.4 Intervalli di variazione dei parametri nello studio parametrico

I parametri considerati in questa fase sono di tipo geometrico, di disposizione delle armature e di resistenza dei materiali. Gli intervalli di variazione delle diverse grandezze

sono stati ottenuti dallo studio di alcuni progetti di ponti a travata Gerber realizzati nel periodo di massimo utilizzo, quindi 1960-1970 circa.

Si faccia riferimento alla Figura 4.1 per l'indicazione grafica delle variabili.

Le travi analizzate presentano un'altezza totale di sezione H variabile tra i 1000 e i 1500mm. Gli altri parametri geometrici, altezza della sezione di risega h , larghezza della trave b e lunghezza della zona di carico L_c sono stati definiti in funzione di H . Si riportano in Tabella 4.5 gli intervalli osservati.

Tabella 4.5- Intervalli di variazione parametri geometrici

Parametro		Intervallo
Altezza totale	H	1000 - 1500mm
Larghezza trave	b	0.25H - 0.45H
Altezza risega	h	0.45H - 0.50H
Lunghezza di carico	Lc	0.25H-0.50H
Copriferro	c	30 - 50mm

Le armature rilevate presentano una maggiore variabilità che dipende fortemente dall'anno di progetto e realizzazione del ponte. Si è osservato infatti un minore utilizzo di staffe A_{sh} nei primi ponti realizzati, con un progressivo aumento di questa tipologia di armatura grazie anche alla divulgazione di normative e codici per il progetto di questi elementi.

Le armature sono state introdotte nei calcoli come rapporto geometrico ρ , in funzione dell'area della sezione della risega. Si riportano in Tabella 4.6 gli intervalli ottenuti.

Tabella 4.6- Intervalli di variazione parametri relativi all'armatura

Parametro		Intervallo
Armatura A_s	ρ_s	0.5% - 1.5%
Armatura A_{sh}	ρ_{sh}	0.1% - 1.2%
Armatura A_{sd}	ρ_{sd}	0% - 3%
Armatura A_h	ρ_h	0% - 0.7%
Armatura A_v	ρ_v	0% - 0.7%

Sulla base dei dati riportati si elencano in tabella i valori di input per lo studio parametrico.

Tabella 4.7- Valori assegnati ai parametri

Parametro		Valore
Altezza totale	H	1000 mm
Larghezza trave	B	0.4H
Altezza risega	h	0.5H
Lunghezza di carico	Lc	0.33H
Copriferro	c	40mm
Armatura A_s	ρ_s	0.80%
Armatura A_{sh}	ρ_{sh}	0.15%
Armatura A_{sd}	ρ_{sd}	2.00%
Armatura A_h	ρ_h	0.40%
Armatura A_v	ρ_v	0.50%
Resistenza a compressione calcestruzzo	f_{ck}	35 MPa
Resistenza a trazione barre	f_{yk}	450 MPa

Le resistenze che verranno riportate in seguito sono adimensionali, il valore ottenuto con i diversi modelli è stato diviso per il prodotto di area della sezione di risega e resistenza del calcestruzzo.

In tale operazione base e altezza sezione della risega e resistenza a compressione del calcestruzzo sono parametri costanti e pari a quanto riportato in Tabella 4.7.

4.5 Studio parametrico: Eurocodice 2

Il calcolo delle resistenze delle selle Gerber è valutato sulla base di quanto riportato al paragrafo 3.2. Lo studio è stato eseguito in modo indipendente sui due modelli tirante puntone indicati in normativa.

Vengono utilizzate le resistenze caratteristiche, senza applicare i coefficienti riduttivi.

4.5.1 Modello A

Nel modello in esame intervengono tutte le posizioni di armatura precedentemente illustrate ad eccezione delle barre diagonali A_{sd} . Si riporta in Figura 4.7 la geometria del modello STM. Nel traliccio studiato si è assunto l'angolo ϑ_3 pari a 45° .

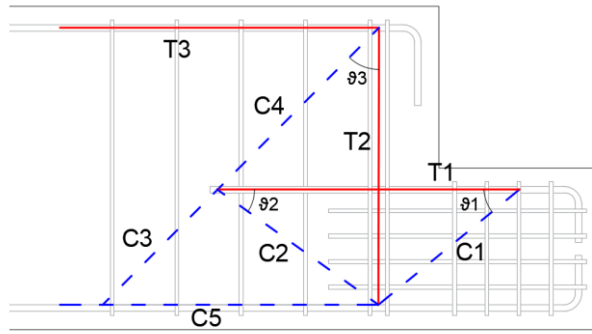


Figura 4.7- Geometria del modello A

La geometria del traliccio è funzione della posizione delle armature orizzontali A_s e delle staffe A_{sh} nella sezione a piena altezza della trave. Si indica con d la distanza tra lembo compresso e barre A_s e con a la distanza tra punto di applicazione della forza e posizione delle staffe A_{sh} . Si indica in Figura 4.8 il range dei valori che possono assumere questi parametri.

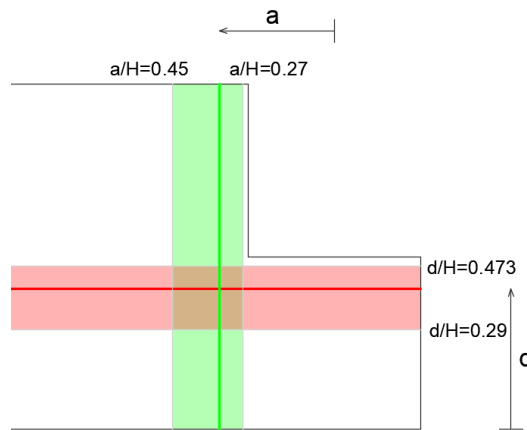


Figura 4.8- Campo di variazione della posizione delle armature A_s e A_{sh}

Si riportano in seguito le equazioni utilizzate per il calcolo della massima forza applicabile alla sella in funzione della resistenza della singola asta. La capacità a taglio dell'elemento è pari alla minore tra quelle ottenute [4].

$$R_{C1} = 0.4 \cdot d \cdot B \cdot v \cdot f_{ck} \cdot \sin^2 \theta_1 \quad (4.5.1)$$

$$R_{C2} = 0.4 \cdot d \cdot B \cdot v \cdot f_{ck} \cdot \sin \theta_2 \cdot [\tan \theta_1 \cdot (\sin \theta_2 + \cos \theta_2)] \quad (4.5.2)$$

$$R_{C3} = \frac{0.4}{2} \cdot (H - c) \cdot B \cdot v \cdot f_{ck} \quad (4.5.3)$$

$$R_{C4} = \frac{0.4}{2} \cdot (H - d - c) \cdot B \cdot v \cdot f_{ck} \cdot [\tan \theta_1 \cdot (1 + \cot \theta_2)] \quad (4.5.4)$$

$$R_{T1} = \rho_s \cdot h \cdot B \cdot f_{yk} \cdot \tan \theta_1 \quad (4.5.5)$$

$$R_{T2} = \frac{\rho_{sh} \cdot h \cdot B \cdot f_{yk}}{1 + 1/[\tan \theta_1 \cdot (1 + \cot \theta_2)]} \quad (4.5.6)$$

L'ampiezza degli angoli ϑ_1 e ϑ_2 è facilmente determinabile a partire dalla geometria del traliccio.

Si è inizialmente studiata l'influenza della geometria sulla resistenza della sella, mantenendo costanti i parametri di armatura con valori pari a quelli indicati in Tabella 4.7. Si è notato che indipendentemente dal valore assunto da a e d l'asta debole è il tirante T2. È inoltre evidente in Figura 4.9 come la resistenza sia poco influenzata dalla geometria dell'elemento.

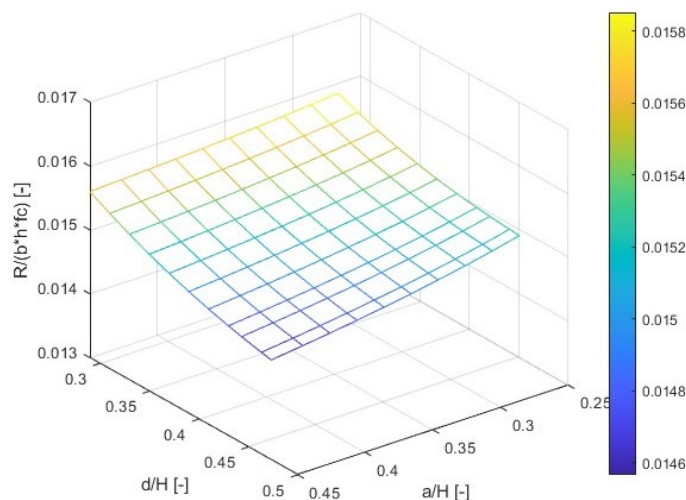


Figura 4.9- Influenza della geometria sulla resistenza della sella

Al fine di poter valutare come la variazione dei singoli parametri vada a influire sulla resistenza dell'elemento si è aumentato il rapporto di armatura ρ_{sh} , il nuovo valore considerato è 1.5%.

In questo caso si nota un traliccio più resistente per selle tozze, rapporto a/H basso e d/H alto, quindi con angolo ϑ_1 elevato. Al contrario si ottiene resistenza minima per selle snelle e quindi puntone C1 molto inclinato.

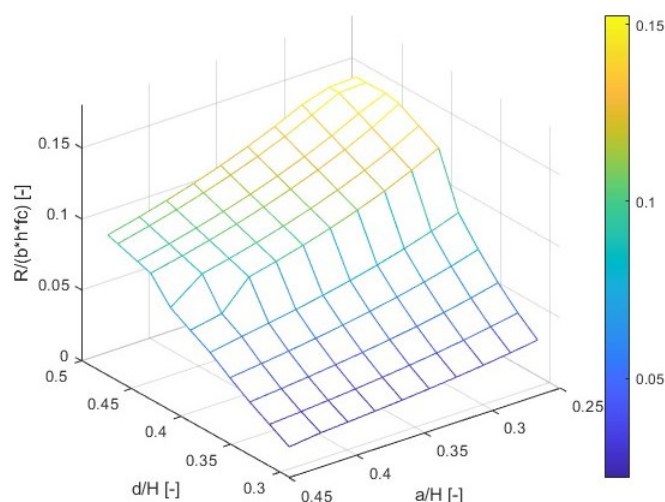


Figura 4.10- Influenza della geometria sulla resistenza della sella (ρ_{sh} aumentato)

Poiché la resistenza ottenuta modificando i parametri meccanici e di armatura sarebbe stata di difficile lettura in un grafico tridimensionale, si è preferito studiare tre sezioni della superficie riportata in Figura 4.10. Sono stati considerati tre valori rappresentativi del rapporto a/H , i due estremi e un punto intermedio. Nelle figure in seguito riportate è stato variato solamente il parametro evidenziato nella legenda del grafico.

Si è per prima cosa studiato l'effetto che ha la classe del calcestruzzo sulla resistenza della sella. In Figura 3.11 si possono notare tratti con tre pendenze. Le parti con pendenza maggiore sono i punti in cui si ha rottura dell'asta C2, il tratto orizzontale è quello di rottura dell'armatura A_{sh} mentre il tratto a pendenza intermedia è quello che rappresenta il limite di resistenza dell'asta T1. Le brusche variazioni di pendenza sono dovute al cambio di valore di ν , parametro dipendente dall'angolo ϑ_1 . Tali indicazioni sono valide per le tre figure in seguito riportate.

Per tutti i valori di a/H studiati, per d/H ridotti, la rottura avviene a seguito del raggiungimento della resistenza del puntone C2.

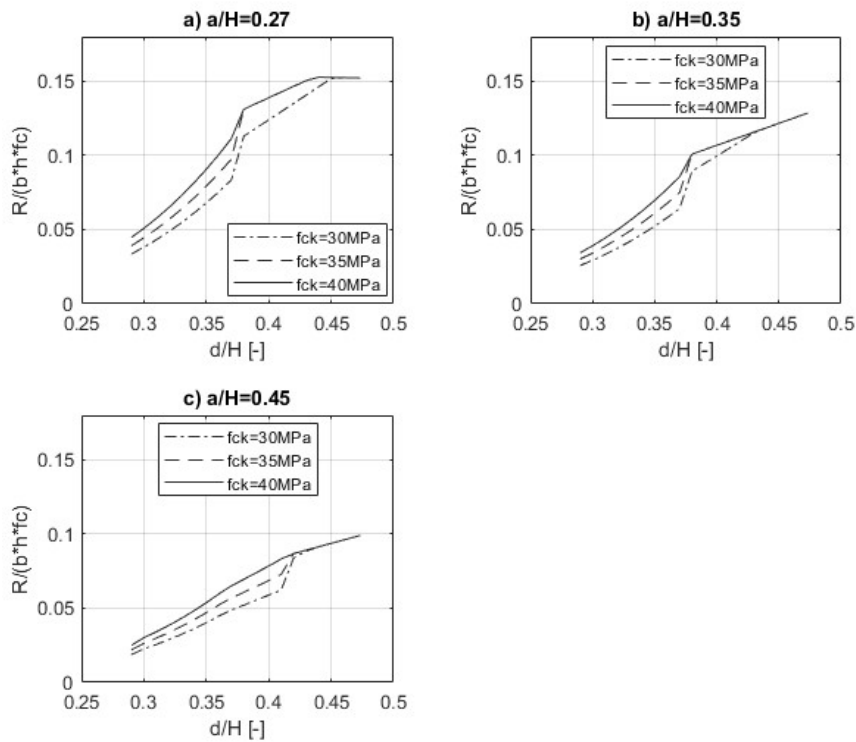


Figura 4.11- Resistenza della sella al variare di f_{ck} per $a/H=0.27$ (a), $a/H=0.35$ (b) e $a/H=0.45$ (c)

Le considerazioni precedentemente effettuate sono valide nel caso di sella mediamente armata nella zona della riseiga. Come è riportato in Figura 4.12, il carico di rottura dell'elemento è quasi indipendente dal calcestruzzo nel caso di ρ_s ridotti. Anche in questo caso è possibile notare come un aumento di d comporti un incremento di resistenza R_{C2} maggiore rispetto a R_{T1} .

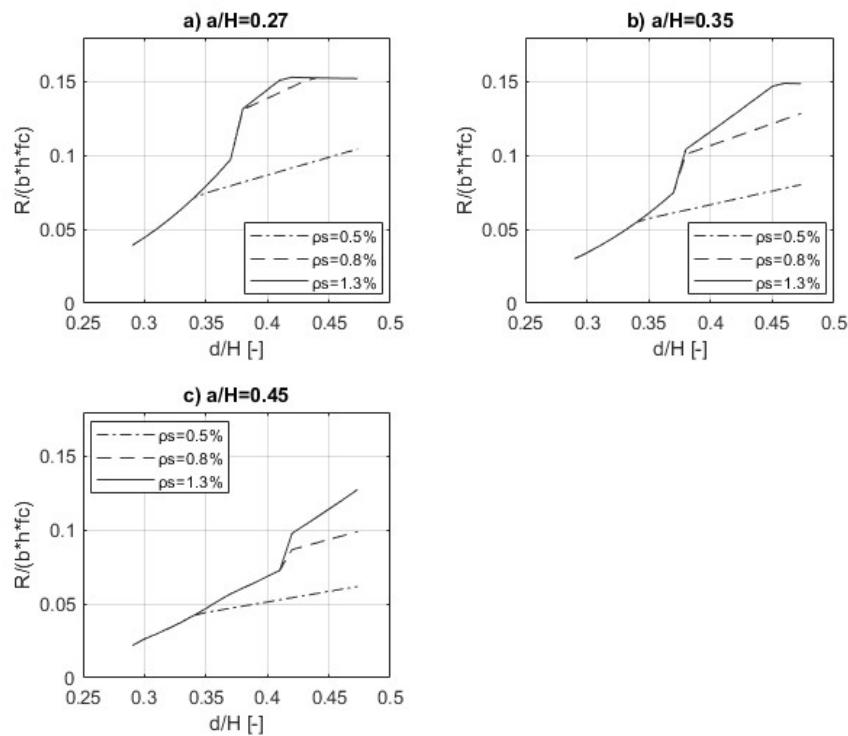


Figura 4.12- Resistenza della sella al variare di ρ_s per $a/H=0.27$ (a), $a/H=0.35$ (b) e $a/H=0.45$ (c)

Infine è stata considerata l'influenza della variazione del parametro relativo all'armatura A_{sh} sulla resistenza totale dell'elemento. Dalle osservazioni riportate ad inizio paragrafo è evidente che l'asta critica nel modello A sia rappresentata dalle staffe nella sezione a piena altezza della trave. La sollecitazione agente sull'asta T2 è maggiore per angoli ϑ_1 elevati e quindi per selle tozze.

In Figura 4.13 si evidenzia come una leggera riduzione di armatura A_{sh} comporti una variazione notevole di resistenza dell'intero elemento. La quasi indipendenza di R_{T2} dalla geometria del traliccio equivalente fa nascere un limite semi-orizzontale. Si nota come al crescere di d e quindi all'aumentare di ϑ_1 la resistenza R_{T2} cala leggermente.

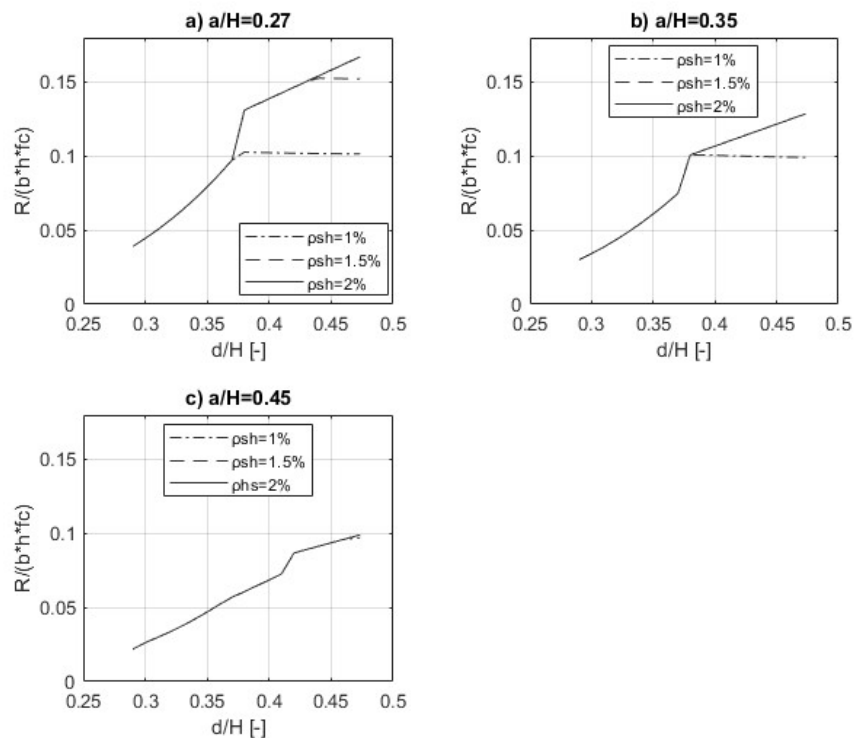


Figura 4.13- Resistenza della sella al variare di ρ_{sh} per $a/H=0.27$ (a), $a/H=0.35$ (b) e $a/H=0.45$ (c)

Alla luce di quanto detto la resistenza del traliccio equivalente A è fortemente influenzata dalla quantità di armatura A_{sh} presente. Nelle prime selle realizzate spesso la staffatura della trave veniva proseguita con passo costante fino alla sezione di attacco della risega, senza prevederne una concentrazione nella zona interessata dal tirante T2 del modello. Se invece l'elemento studiato presenta un discreto rapporto di armatura ρ_{sh} , assumono maggiore importanza la resistenza a compressione del calcestruzzo e l'armatura tesa nella zona dell'appoggio.

4.5.2 Modello B

Il traliccio equivalente B presenta un tirante diagonale TD che sovrascrive la geometria delle armature A_{sd} . Nelle selle Gerber esistenti che sono state studiate si è notata una disposizione quasi costante a 45° , con rare eccezioni di armature più inclinate disposte a 30° circa. Nello studio parametrico in seguito riportato si è considerato l'angolo ϑ_1' pari a 45° , condizione più gravosa per le barre.

L'area del puntone verticale C1' è funzione della larghezza di appoggio L_c , considerata in questo caso pari a $H/3$.

Si riporta in Figura 4.14 la geometria del modello tirante – puntone B.

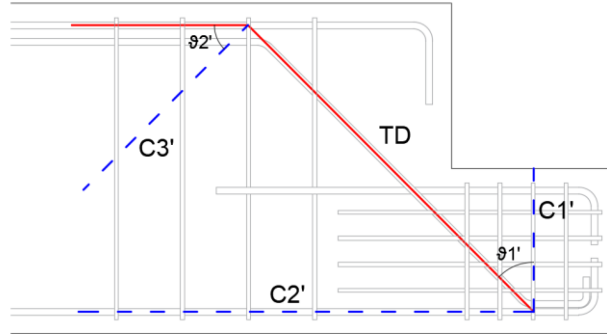


Figura 4.14- Geometria del modello B

Si riportano in seguito le equazioni utilizzate per il calcolo della massima azione di taglio applicabile alla sella in funzione della resistenza delle singole aste [4].

$$R_{C1'} = L_c \cdot B \cdot v \cdot f_{ck} \quad (4.5.7)$$

$$R_{C2'} = 0.2 \cdot d \cdot B \cdot v \cdot f_{ck} \quad (4.5.8)$$

$$R_{C3'} = \frac{0.4}{2} \cdot (H - c) \cdot B \cdot v \cdot f_{ck} \quad (4.5.9)$$

$$R_{TD} = \rho_{sd} \cdot h \cdot B \cdot f_{yk} / \sqrt{2} \quad (4.5.10)$$

Si esegue un primo studio sulla base dei dati riportati in Tabella 4.7, in funzione della sola altezza utile di sezione della risega d . La resistenza è governata dal puntone compresso C2'. All'aumentare del rapporto d/H , e quindi dell'area della sezione di C2', si ha una variazione di asta debole e rottura per raggiungimento della resistenza del tirante TD. (Figura 4.15)

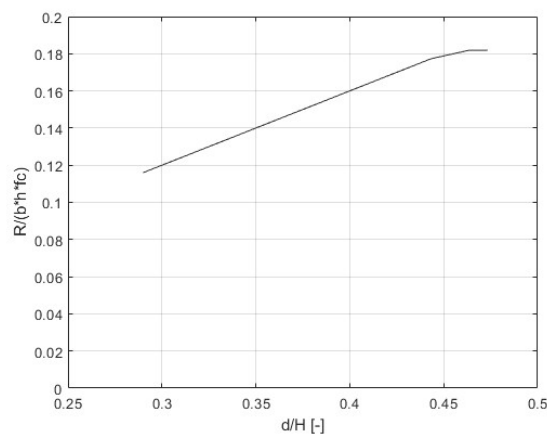


Figura 4.15- Influenza della geometria sulla resistenza della sella

La rottura del puntone C2' indicata in figura dal tratto con maggiore pendenza. La parte di curva orizzontale è il limite di resistenza dell'armatura A_{sd} .

La variazione dei due parametri f_{ck} e ρ_{sd} comporta un anticipo o ritardo del cambio di asta debole, come evidenziato in Figura 4.16 e Figura 4.17. La rottura per raggiungimento della resistenza del puntone C2' è stata spesso osservata nei numerosi test sperimentali effettuati con uno spalling molto diffuso al lembo di trave compresso, in corrispondenza del cambio sezione.

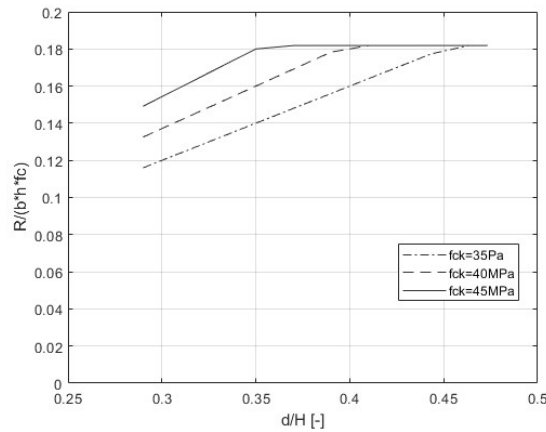


Figura 4.16- Resistenza della sella al variare di f_{ck}

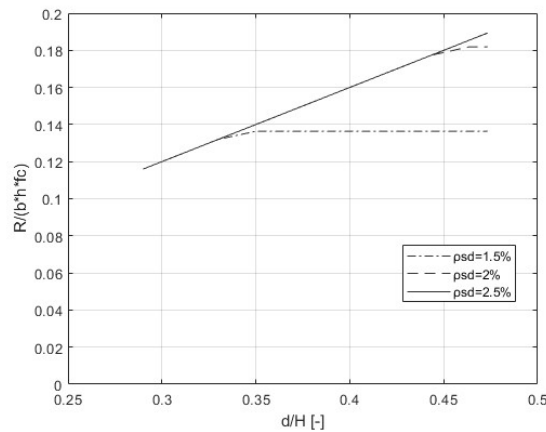


Figura 4.17- Resistenza della sella al variare di psd

4.6 Studio parametrico: ACI 318

La normativa ACI 318-19 [15] suggerisce un approccio alla progettazione e verifica di selle Gerber analogo a quanto riportato nell'Eurocodice. Anche in questo caso vengono utilizzati i modelli tirante – puntone per lo studio dell'elemento. Nel calcolo della resistenza sono

state utilizzate le disposizioni richiamate al paragrafo 3.3, escludendo il fattore riduttivo di sicurezza.

4.6.1 Modello A

Nel presente paragrafo non verranno riportate le considerazioni generali sul modello per evitare ripetizioni, si faccia riferimento a quanto indicato al punto 4.5.1. Si richiamano in seguito le equazioni utilizzate per il calcolo della resistenza dell'elemento.

$$R_{C1} = 0.4 \cdot d \cdot B \cdot \beta_c \cdot \beta_s \cdot f_{ck} \cdot \sin^2 \theta_1 \quad (4.6.1)$$

$$R_{C2} = 0.4 \cdot d \cdot B \cdot \beta_c \cdot \beta_s \cdot f_{ck} \cdot \sin \theta_2 \cdot [\tan \theta_1 \cdot (\sin \theta_2 + \cos \theta_2)] \quad (4.6.2)$$

$$R_{C3} = \frac{0.4}{2} \cdot (H - c) \cdot B \cdot \beta_c \cdot \beta_s \cdot f_{ck} \quad (4.6.3)$$

$$R_{C4} = \frac{0.4}{2} \cdot (H - d - c) \cdot B \cdot \beta_c \cdot \beta_s \cdot f_{ck} \cdot [\tan \theta_1 \cdot (1 + \cot \theta_2)] \quad (4.6.4)$$

$$R_{T1} = \rho_s \cdot h \cdot B \cdot f_{yk} \cdot \tan \theta_1 \quad (4.6.5)$$

$$R_{T2} = \frac{\rho_{sh} \cdot h \cdot B \cdot f_{yk}}{1 + 1/[\tan \theta_1 \cdot (1 + \cot \theta_2)]} \quad (4.6.6)$$

La variazione rispetto alle formulazioni utilizzate nel paragrafo relativo all'Eurocodice è la riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo. Il coefficiente ν viene sostituito da due parametri β relativi al confinamento e alla presenza di armature che intersecano il puntone. Nei calcoli in seguito riportati si considera che l'armatura nella zona della risega sia sufficiente per poter utilizzare il parametro β_s maggiore.

Analogamente a quanto ottenuto nello studio parametrico secondo le disposizioni da Eurocodice, anche in questo caso la resistenza determinata con i valori riportati in Tabella 4.7 è limitata dal tirante T2. (Figura 4.18)

Si esegue quindi lo stesso studio aumentando il rapporto geometrico di armatura ρ_{sh} a 1.5%. (Figura 4.19)

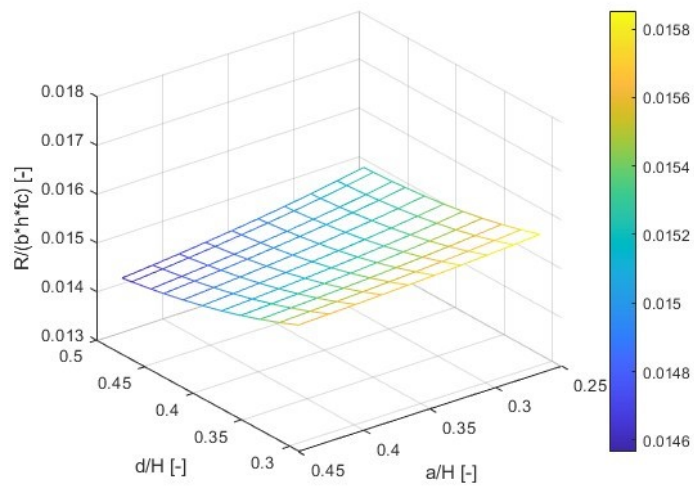


Figura 4.18- Influenza della geometria sulla resistenza della sella

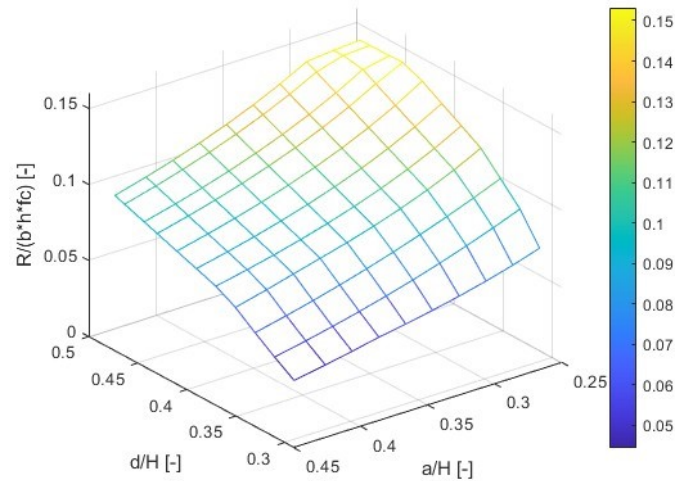


Figura 4.19- Influenza della geometria sulla resistenza della sella (ψ aumentato)

In accordo con quanto detto in precedenza il carico di rottura è maggiore per le selle tozze con altezza di sezione di risega elevata. È possibile distinguere variazioni di resistenza più graduali nella superficie determinata con normativa ACI (Figura 4.19) rispetto a quanto ottenuto con disposizioni EC (Figura 4.10). Questo è riscontrabile nella zona in cui l'asta debole è un puntone, ciò è dovuto alla definizione del coefficiente di riduzione della resistenza a compressione. Nell'ACI-318 è un valore costante mentre nell'EC è un valore che varia in funzione dell'angolo.

Tale differenza è maggiormente osservabile nello studio della resistenza in funzione della classe di calcestruzzo. (Figura 4.20)

Come specificato in precedenza, nell'immagine in seguito riportata la rottura avviene per superamento della resistenza di C1 quando la curva ha pendenza elevata, a causa di T2 quando il tratto è quasi orizzontale e T1 nel caso intermedio.

Il coefficiente di riduzione β è meno restrittivo rispetto a quanto utilizzato nell'Eurocodice. Dal confronto tra le analisi eseguite con le due normative è infatti possibile notare un tratto in cui la resistenza è governata dalla resistenza delle aste compresse molto più breve nella normativa ACI. Tale comportamento invece varia in modo drastico in assenza di sufficiente armatura A_h e A_v nella zona di carico. In questo caso la riduzione di resistenza del puntone è notevole ed è vincolante per ogni geometria osservabile, linea a punti nella figura sottostante. È quindi possibile affermare che nelle verifiche eseguite con questa normativa assume maggiore importanza l'armatura della risega anziché la classe di resistenza del calcestruzzo.

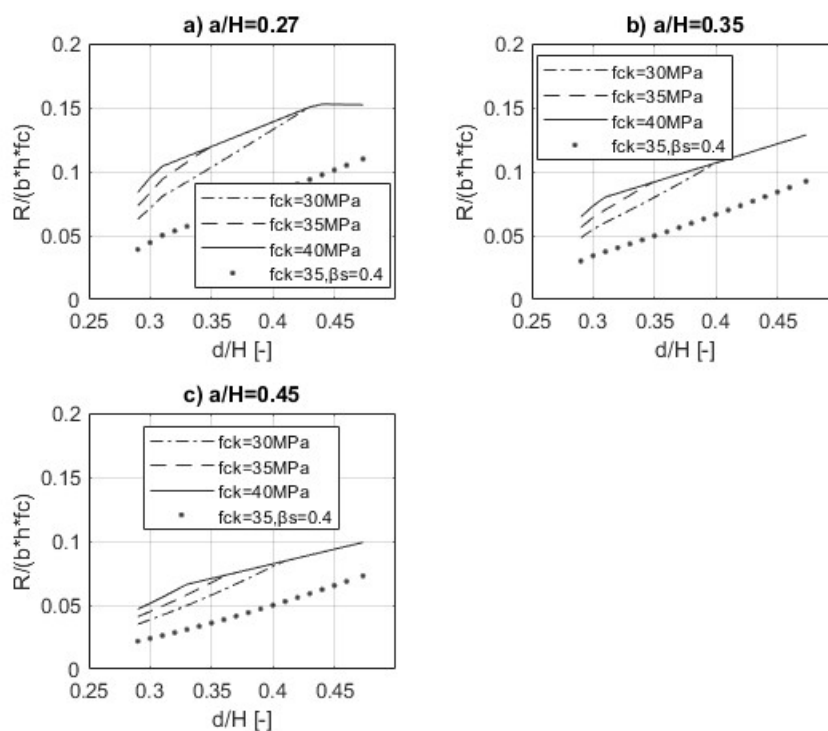


Figura 4.20- Resistenza della sella al variare di f_{ck} per $a/H=0.27$ (a), $a/H=0.35$ (b) e $a/H=0.45$ (c)

La presenza di una adeguata armatura tesa nella zona di risega consente di evitare una riduzione di resistenza per ogni valore di rapporto d/H .

Poiché la funzione relativa a R_{C1} cresce maggiormente all'aumentare di d rispetto a quella di R_{T1} , il divario tra la resistenza di due selle, una con armatura sufficiente e una insufficiente, cresce fino al momento di variazione di asta debole da C1 a T1. (Figura 4.21).

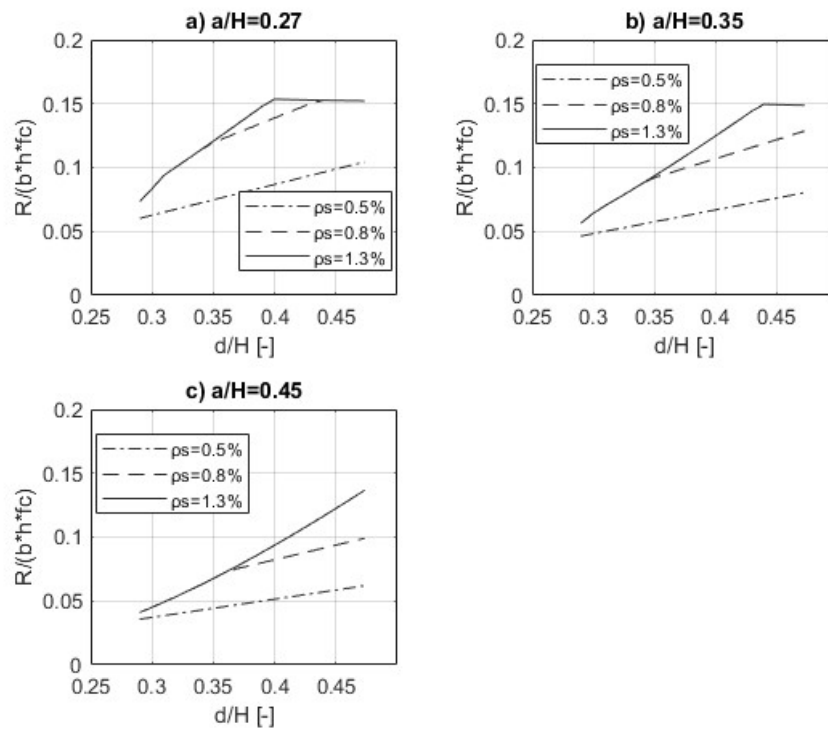


Figura 4.21- Resistenza della sella al variare di ρ_s per $a/H=0.27$ (a), $a/H=0.35$ (b) e $a/H=0.45$ (c)

Come già detto, la quantità di staffe A_{sh} pone un limite di resistenza della sella. Questo infatti risulta il valore più vincolante in presenza di elementi progettati in assenza di normative o codici specifici, situazione diffusa nel primo periodo di utilizzo della tecnologia costruttiva a travata Gerber.

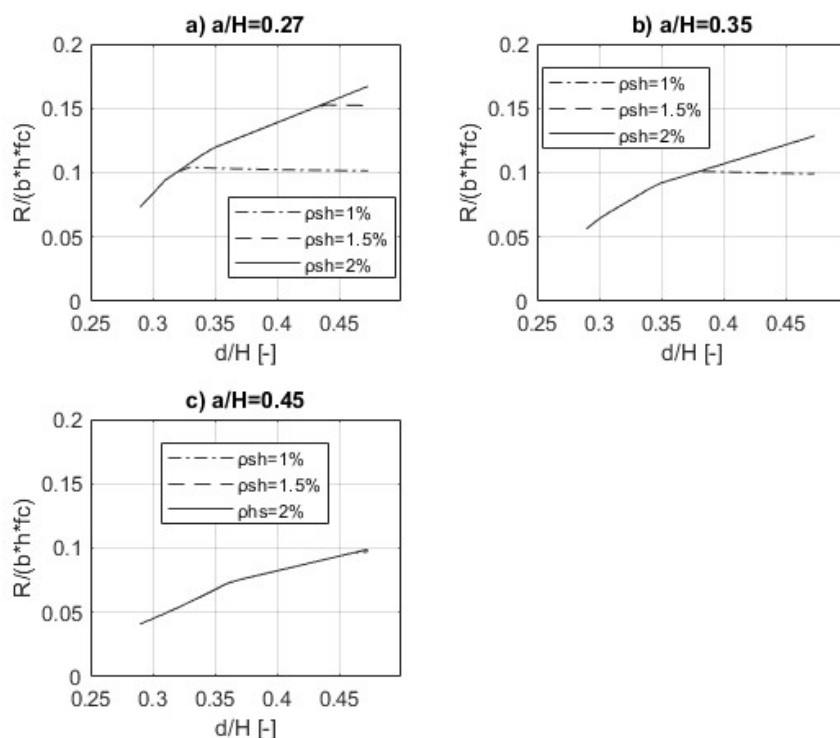


Figura 4.22- Resistenza della sella al variare di ρ_{sh} per $a/H=0.27$ (a), $a/H=0.35$ (b) e $a/H=0.45$ (c)

Si estendono le considerazioni riportate nel paragrafo relativo all'Eurocodice anche alle verifiche eseguite con normativa ACI-318.

L'unica differenza riscontrabile tra i due metodi è l'introduzione delle armature della risega A_h e A_v nel meccanismo resistente attraverso il coefficiente di riduzione β . Nella normativa Eurocodice la presenza, o eventuale assenza, di queste posizioni non comporta variazioni nel calcolo della resistenza.

4.6.2 Modello B

Il traliccio B utilizzato nelle verifiche con normativa ACI è analogo a quello utilizzato in precedenza al punto 4.5.2. Si riportano in seguito le formulazioni utilizzate per lo studio parametrico.

$$R_{C1'} = Lc \cdot B \cdot \beta_c \cdot \beta_s \cdot f_{ck} \quad (4.6.7)$$

$$R_{C2'} = 0.2 \cdot d \cdot B \cdot \beta_c \cdot \beta_s \cdot f_{ck} \quad (4.6.8)$$

$$R_{C3'} = 0.4 \cdot (H - c) \cdot B \cdot \beta_c \cdot \beta_s \cdot f_{ck} \cdot \sqrt{2}/2 \quad (4.6.9)$$

$$R_{TD} = \rho_{sd} \cdot h \cdot B \cdot f_{yk}/\sqrt{2} \quad (4.6.10)$$

Poiché le armature A_{sh} non intervengono nel meccanismo resistente, solamente gli effetti relativi alla variazione del parametro geometrico d sono stati analizzati. Si riporta in Figura 4.23 la variazione della resistenza in funzione della geometria del traliccio equivalente.

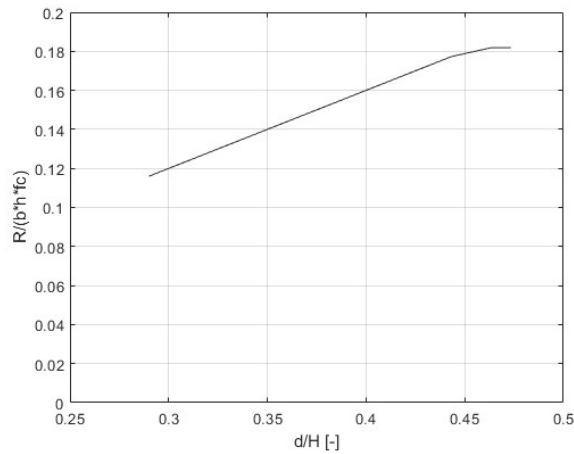


Figura 4.23- Influenza della geometria sulla resistenza della sella

A differenza del meccanismo A studiato in precedenza, in questo caso il puntone debole C2' non è influenzato dalla presenza di armatura diagonale. La normativa indica infatti un valore di β_s unitario per puntoni di confine, senza necessità di eseguire verifiche sul rapporto di armatura che lo interseca. La classe di calcestruzzo quindi varia il valore di d/H per cui si ha cambio di tipologia di rottura, da calcestruzzo a barre in acciaio, Figura 4.24. Un effetto simile si ha al variare del rapporto di armatura ρ_{sd} , Figura 4.25.

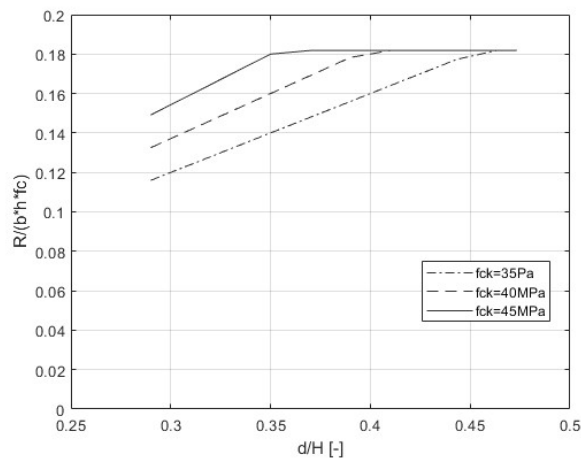


Figura 4.24- Resistenza della sella al variare di f_{ck}

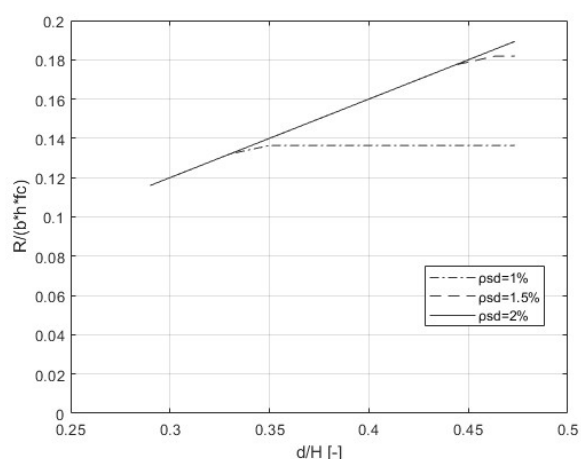


Figura 4.25- Resistenza della sella al variare di psd

4.7 Studio parametrico: PCI 7th

L'approccio relativo alla progettazione e verifica di selle Gerber proposto nel codice PCI [18] prevede lo studio di diversi meccanismi di rottura. Le caratteristiche di questa metodologia sono riportate al capitolo 3.4.

I risultati richiamati in seguito non possono essere direttamente confrontati con quanto ottenuto con le precedenti normative poiché questo approccio considera tutte le armature presenti, mentre i metodi tirante-puntone sono stati sviluppati su due tralicci tra loro indipendenti e con posizioni di armatura diverse.

Nello studio delle resistenze si accetta l'ipotesi di uno sviluppo sufficiente delle armature tali di soddisfare le prescrizioni di ancoraggio relative al meccanismo di rottura 5.

Si sono utilizzate le formulazioni da 3.4.1 a 3.4.7.

Si riporta in seguito l'analisi della resistenza in funzione della geometria della sella. I parametri a e d intervengono nei meccanismi 1 e 4. Tutti gli altri valori geometrici e relativi alle barre sono in accordo a quanto riportato in Tabella 4.7.

La resistenza è governata dal meccanismo di collasso 1 in quasi tutte le configurazioni geometriche, solamente nella zona di grafico relativa a mensola molto tozze (rapporto a/H ridotto e d/H elevato) si ha rottura per meccanismo 4.

L'andamento illustrato conferma le osservazioni effettuate con le normative Eurocodice e ACI, in presenza di elementi mediamente armati si ottengono resistenza maggiori in selle con rapporto tra luce di taglio e altezza utile di risega inferiori all'unità.

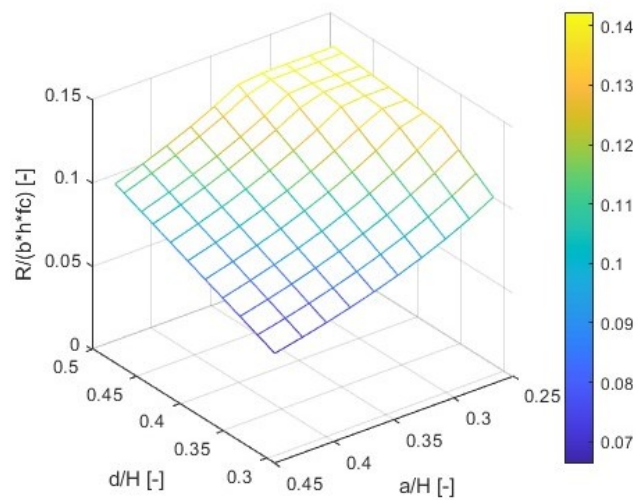


Figura 4.26- Influenza della geometria sulla resistenza della sella

Il codice PCI considera come primo meccanismo di rottura quello a flessione della zona della risega. L'impostazione delle formulazioni è finalizzata alla progettazione. Alcuni autori hanno proposto un approccio congruente in cui si considera una normale verifica a flessione della mensola della risega. In questo caso l'equazione 3.4.1 viene sostituita dalla 4.7.1.

$$R_1 = \frac{M_{Rd}}{a} = \frac{A_s \cdot f_{yk} \cdot \left(d - \frac{0.5 \cdot A_s \cdot f_{yk}}{B \cdot f_{ck}} \right)}{a} \quad (4.7.1)$$

Apportando questa modifica al meccanismo 1 si ottiene una verifica leggermente più conservativa. (Figura 4.27)

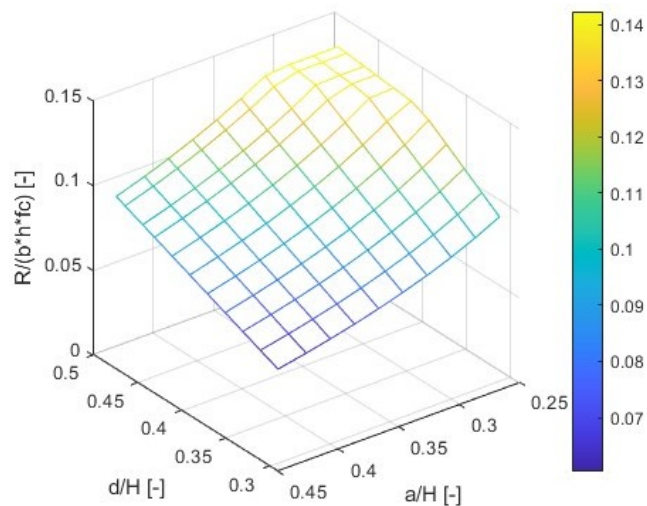


Figura 4.27- Influenza della geometria sulla resistenza della sella (Meccanismo 1 modificato)

Anche in questo caso viene studiata la variazione della resistenza in funzione dei diversi parametri. Per semplificare la lettura si studiano tre sezioni rappresentative della superficie ottenuta in Figura 4.27, queste sono i due estremi ($a/H=0.27$ e $a/H=0.45$) e un punto intermedio ($a/H=0.35$).

La classe di resistenza del calcestruzzo interviene solamente nel meccanismo 4, anche se in misura ridotta rispetto alla quantità di armatura A_h e A_v . Per tale motivo gli effetti dovuti alla sua variazione non vengono studiati. Negli studi eseguiti la rottura per meccanismo 2 non si è mai verificata. Nei grafici sono individuabili tratti con tre pendenze. Le rotture che rappresentano sono, dal più inclinato al meno inclinato, per meccanismo 1, 4 e 3.

Poiché la resistenza del meccanismo 1 è direttamente proporzionale a d e inversamente ad a , si otterranno tagli resistenti massimi per mensole tozze. Come si evince dalla Figura 4.28, in presenza di mensole con armatura A_s abbondante la resistenza è limitata quasi esclusivamente dal meccanismo 4 (linea continua).

In caso contrario invece il metodo di rottura 1 sarà quello che governa la resistenza dell'elemento. Sono inoltre state confrontate le due tipologie di verifica possibile per il primo meccanismo, equazione 3.4.1 e 4.7.1. Come è possibile notare la formulazione suggerita dal codice è meno cautelativa rispetto ad una normale verifica a flessione della zona della risega.

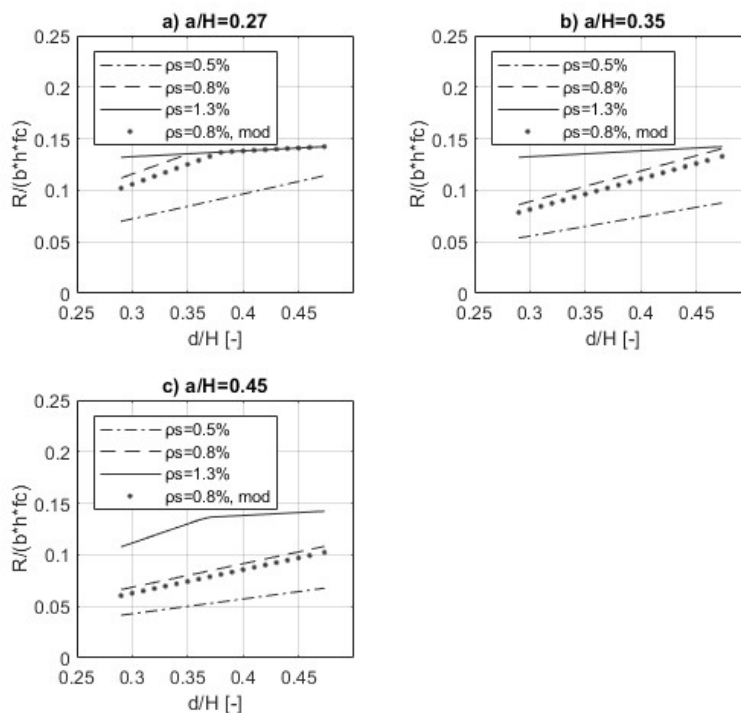


Figura 4.28-Resistenza della sella al variare di ρ_s per $a/H=0.27$ (a), $a/H=0.35$ (b) e $a/H=0.45$ (c)

Secondo l'approccio proposto dal PCI il meccanismo 3 è indipendente dalla geometria ed è funzione solamente delle aree di barre di posizione A_{sh} e A_{sd} . In fase di verifica si considera solamente il valore totale di $A_{sh}+A_{sd}$, non influisce la sua ripartizione nelle due categorie di armatura.

Si riportano in Figura 4.29 i tre casi studiati, due con $\rho_{sh}=0.15\%$ e armatura diagonale variabile e uno in assenza di armatura diagonale ma staffe A_{sh} maggiorate, $\rho_{sh}=1\%$.

Si può notare come questo meccanismo sia vincolante solamente in presenza di seggiole Gerber con concentrazione ridotta di armatura verticale in prossimità della risega e assenza di barre diagonali, linea tratto-punto in figura.

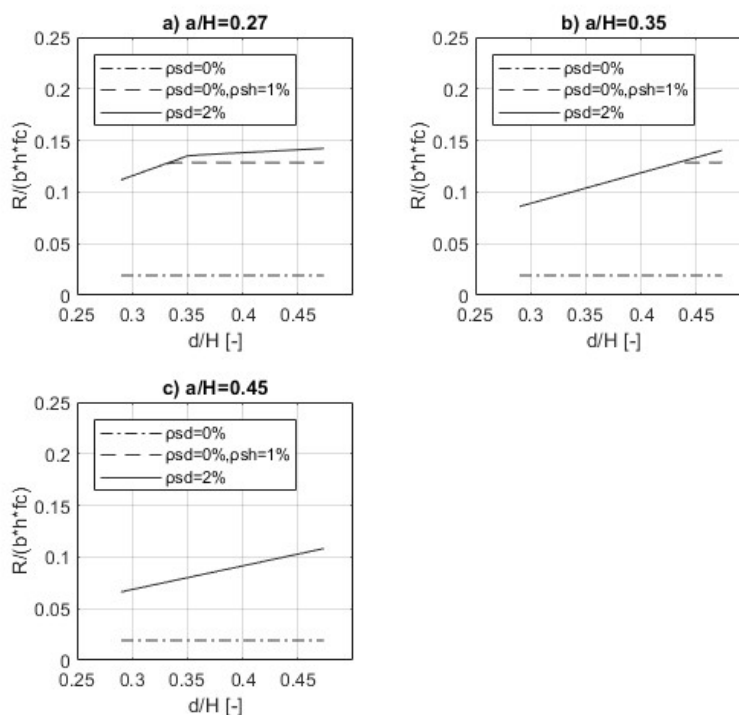


Figura 4.29- Resistenza della sella al variare di ρ_{sd} per $a/H=0.27$ (a), $a/H=0.35$ (b) e $a/H=0.45$ (c)

È stata infine valutata l'influenza dell'armatura orizzontale e verticale nella zona della risega. Solitamente la prima è posizionata sotto forma di barre ad U mentre la seconda come staffe. Entrambe queste posizioni sono considerate nel meccanismo di rottura che interessa la zona della mensola, quindi meccanismo 4.

Anche in questo caso, come illustrato per il metodo di rottura 3, l'area di barra che è introdotta nell'equazione è quella totale di A_h e A_v . Sono state studiate tre configurazioni di

elemento: uno molto armato ($\rho_v + \rho_h = 1.3\%$), uno mediamente armato con dati pari a quelli indicati in Tabella 4.7 ($\rho_v + \rho_h = 0.9\%$) e uno debolmente armato ($\rho_v + \rho_h = 0.5\%$).

Il contributo resistente offerto dal calcestruzzo è stato considerato costante.

Si evidenzia in Figura 4.30 come questo meccanismo sia dipendente dal solo parametro geometrico d e possa risultare particolarmente gravoso in presenza di selle con luce di taglio ridotta, figura (a).

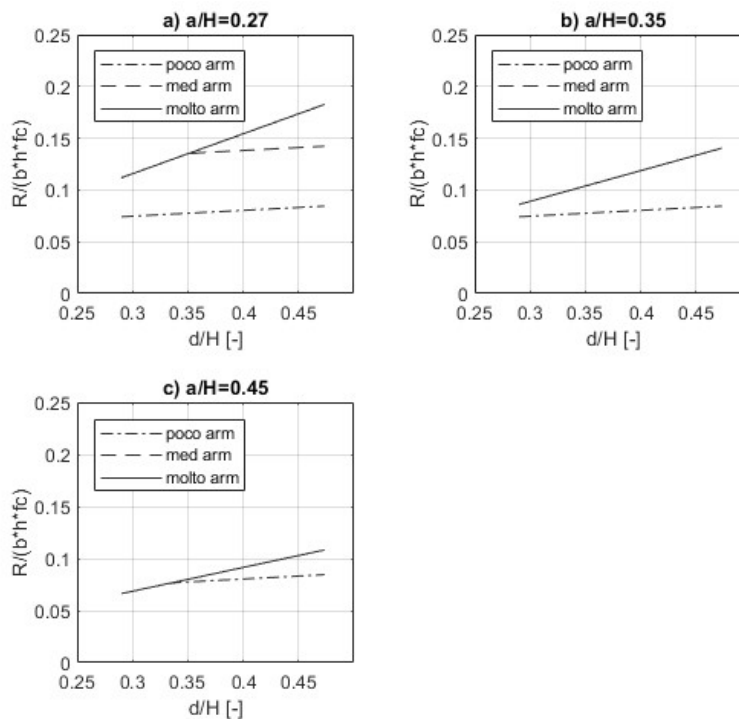


Figura 4.30- Resistenza della sella al variare di ρ_h e ρ_v per $a/H=0.27$ (a), $a/H=0.35$ (b) e $a/H=0.45$ (c)

Alla luce di quanto detto è possibile riassumere che secondo l'approccio del PCI le condizioni più gravose si verificano in presenza di selle tozze con scarsa armatura nella zona della risega oppure in selle snelle con carenza di armatura tesa. Queste condizioni vengono cambiate radicalmente per le mensole con staffatura non concentrata nella zona terminale della trave a piena altezza e in assenza di barre diagonali. Dallo studio di ponti realizzati nel periodo 1960-1975 è possibile affermare che quest'ultima è una condizione inusuale.

5 MODELLAZIONE DEL DEGRADO PER CORROSIONE

Il degrado del calcestruzzo è causato da diversi fenomeni e può svilupparsi fin dai primi giorni successivi al getto, si parla in questi casi di degrado precoce. Le cause sono la presenza di ritiro contrastato, assestamento plastico, eccessivo calore di idratazione o gelo [32]. Molto più spesso il degrado si presenta in tempi lunghi a causa di azioni ambientali. I principali fenomeni riconoscibili sono gli attacchi da gelo-disgelo, attacchi solfatici, reazioni alcali-aggregati, azioni meccaniche e corrosione delle armature.

In questo elaborato verrà trattato in dettaglio solamente l'ultima causa citata in quanto è la più comune nelle selle Gerber.

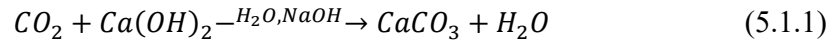
5.1 Corrosione delle armature

In condizioni standard le barre di acciaio sono protette da una soluzione fortemente alcalina presente nei pori del calcestruzzo, il pH varia tra 13 e 14. Tale condizione permette di mantenere l'acciaio depassivato. La carbonatazione o la penetrazione di cloruri possono ridurre il pH e rendere le barre suscettibili al fenomeno di corrosione.

Come indicato nel modello di Tuutti [33], sono riconoscibili due fasi. La prima di inizializzazione, in cui le sostanze (CO_2 o cloruri) penetrano nel calcestruzzo e raggiungono le armature, e la seconda di propagazione in cui la corrosione si sviluppa.

5.1.1 Corrosione da carbonatazione

L'anidride carbonica può reagire con i composti alcalini presenti nei pori, tale reazione (equazione 5.1.1) riduce il pH del calcestruzzo rendendolo prossimo alla neutralità. Le barre non sono più protette quindi dal film di passività.



La corrosione che si sviluppa in questo tipo di processo è uniforme. Nel tempo i prodotti, i quali occupano un volume maggiore rispetto al materiale iniziale, si accumulano attorno alla barra e possono provocare fessurazione e spalling del copriferro.

La velocità di carbonatazione è trascurabile nel calcestruzzo secco o saturo di acqua, è massima invece per calcestruzzo con umidità relativa compresa tra 60% e 80%. Questo fenomeno si svilupperà più velocemente quindi negli elementi esterni e protetti dalle intemperie. Un altro fattore che influenza la diffusione della CO₂ è la porosità, pasta cementizia con un rapporto acqua/cemento sufficientemente basso avrà una ridotta porosità capillare e quindi penetrazione del fronte carbonatato limitata.



Figura 5.1- Misurazione della profondità di carbonatazione su carota di calcestruzzo

Esistono diversi metodi disponibili in letteratura per il calcolo della profondità di carbonatazione, si riporta in seguito quello proposto nel Model Code [16].

$$x_c(t) = W(t) \cdot k \cdot \sqrt{t} \quad (5.1.2)$$

k è un fattore che tiene conto di esecuzione, proprietà del calcestruzzo e dell'ambiente. Può essere determinato attraverso le formulazioni riportate nel Fib Bulletin 34 [34].

$$x_c(t) = \sqrt{2 \cdot k_e \cdot k_c \cdot (k_t \cdot R_{ACC,0}^{-1} + \varepsilon_t) \cdot C_s} \cdot W(t) \cdot \sqrt{t} \quad (5.1.3)$$

Tale equazione è relativa ad un approccio probabilistico alla corrosione nel calcestruzzo non fessurato. x_c è la profondità del fronte carbonatato [mm] al tempo t, t espresso in anni, R_{ACC}^{-1} è l'inverso della resistenza effettiva a carbonatazione e ε_t è un parametro di errore.

Entrambi questi ultimi parametri sono espressi in $[(\text{mm}^2/\text{anno})/(\text{kg}/\text{m}^3)]$. C_s invece è la concentrazione di CO_2 nell'aria $[\text{kg}/\text{m}^3]$.

In seguito verranno indicati i riferimenti normativi per l'assegnazione dei valori ai diversi parametri senza soffermarsi nell'illustrazione delle equazioni in quanto non sono oggetto di questo studio.

Il calcolo dei coefficienti k_e ambientale, k_c di trasferimento, k_r di regressione e $W(t)$ funzione di clima sono da eseguire in accordo con le disposizioni riportate nell'Annex B del Bulletin 34 [34].

5.1.2 Corrosione da cloruri

La presenza di cloruri nella soluzione dei pori del calcestruzzo può causare corrosione per pitting nelle armature. Questa tipologia di corrosione è fortemente localizzata e provoca pit, o vaiolature, in una zona specifica di barra (Figura 5.2). La fase di iniziazione termina quando il contenuto di cloruri nei pressi dell'armatura supera il tenore critico, si viene a rompere il film protettivo.

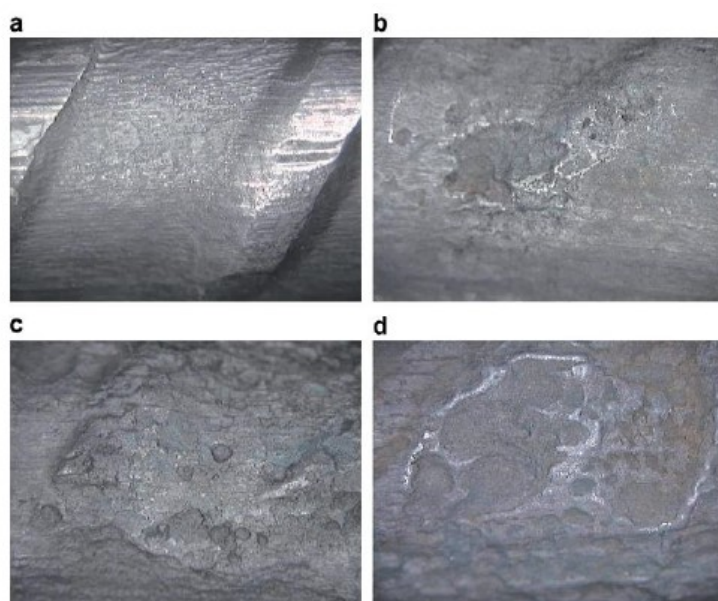


Figura 5.2- Barra soggetta a corrosione per pitting accelerata. a: non corrosa, b: dopo 10 giorni, c: dopo 20 giorni, d= dopo 30 giorni [35]

Gli studi condotti da Gjorv [35] hanno dimostrato la difficoltà nel descrivere in modo accurato la penetrazione dei cloruri nel calcestruzzo e nel definirne il contenuto critico. Anche in questo caso il fenomeno si sviluppa più velocemente nelle zone esterne e protette dalle intemperie, un elemento sottoposto a bagnatura assorbe per capillarità l'acqua carica

di cloruri, durante i periodi di asciugatura invece l'acqua evapora provocando un accumulo di cloruri nel calcestruzzo. La penetrazione dei cloruri è dipendente quindi dalla geometria, esposizione, ambiente e proprietà del calcestruzzo. Il fenomeno viene solitamente descritto in modo semplificato attraverso la seconda equazione di Fick, approccio utilizzato anche da Model Code [16] e il Bulletin 34 [34].

La formulazione riportata nella seconda normativa, e di seguito richiamata, considera la possibilità di avere contenuto iniziale di cloruri C_0 diverso da zero.

$$C(x = a, t) = C_0 + (C_{s,\Delta x} - C_0) \cdot \left[1 - \operatorname{erf} \frac{(a - \Delta x)}{2 \cdot \sqrt{D_{app,C} \cdot t}} \right] \quad (5.1.4)$$

Dove $C(x=a,t)$ è il contenuto di cloruri al tempo t e alla profondità a in cui si trovano le armature, C_0 è il contenuto iniziale e $C_{s,\Delta x}$ è il valore misurato a profondità Δx . Tutti questi valori sono indicati in % sul peso di cemento.

x è la profondità alla quale si studia il fenomeno, a lo spessore del copriferro e Δx è la profondità della zona di convezione dove la penetrazione da cloruri differisce dalla seconda legge di Fick, tutte queste espresse in [mm].

t è il tempo in anni e erf la funzione di errore.

Il coefficiente di diffusione apparente $D_{app,C}$ può essere ottenuto dall'equazione (B2.1-2) e (B2.1-3/4) del Bulletin 34. Questo dipende dalla tipologia di cemento utilizzato, dalla temperatura ambientale e tempo di stagionatura del getto.

In letteratura esistono numerosi studi sul contenuto critico di cloruri. Come riportato in "Durability design of concrete structure in severe environments" [35], il valore del tenore critico varia tra 0.2% e 1% sul peso di cemento (Figura 5.3). Nei paesi nord-americani e europei è diventata prassi assodata utilizzare un valore pari a 0.4% [36]. In presenza di armature particolarmente suscettibili a corrosione può essere utilizzato 0.2%.

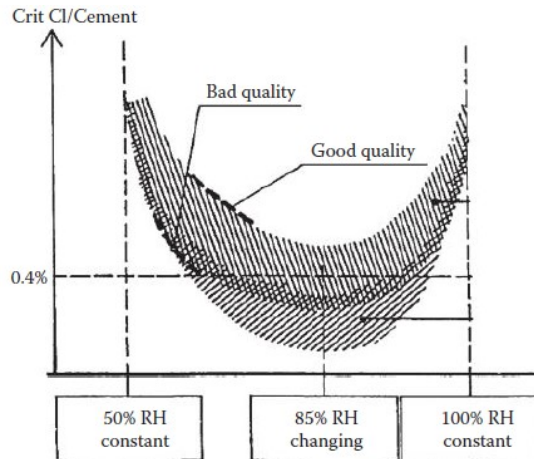


Figura 5.3- Relazione qualitativa tra contenuto critico di cloruri, condizioni ambientali e qualità del calcestruzzo [35]

5.1.3 Velocità di corrosione

La velocità di corrosione può essere stimata attraverso la legge di Faraday (equazione 4.1.5) a partire da dati rilevati in situ oppure attraverso metodi empirici.

$$V_{corr} = 0.0116 \cdot i_{corr} \quad (5.1.5)$$

La penetrazione dell'attacco è invece determinata dalla 4.1.6.

$$P_x = V_{corr} \cdot t_p \cdot \alpha \quad (5.1.6)$$

Dove P_x è la penetrazione dell'attacco corrosivo indicata in [μm], V_{corr} è la velocità di evoluzione del fenomeno [$\mu\text{m}/\text{anno}$], t_p è il tempo trascorso dalla depassivazione delle barre [anni] e α è il fattore di pitting.

t_p può essere stimato attraverso i modelli riportati nei paragrafi precedenti. Da diversi studi sperimentali si è dimostrato che utilizzare $\alpha=4$ permette di aver la migliore correlazione tra i dati analitici e sperimentali [37]. In presenza di corrosione uniforme $\alpha=1$.

i_{corr} è la densità di corrente espressa in [mA/cm^2]. Può essere determinata sperimentalmente mediante l'utilizzo di un test di polarizzazione lineare LPT oppure attraverso modelli empirici, si riportano in seguito i principali.

Liu-Weyers 1998 [38]

È un modello di correlazione non lineare in cui si stima l'intensità di corrente in funzione del contenuto di cloruri, temperatura ambientale e tempo trascorso dalla fine del periodo di iniziazione. La formulazione di corrosione dinamica è:

$$i_{corr} = 0.926 \cdot \exp \left[7.98 + 0.7771 \cdot \ln(1.69 \cdot C_{M,binder}) - \frac{3006}{T} - 0.000116 \cdot R_c + 2.24 \cdot t^{-0.215} \right] \quad (5.1.7)$$

Dove i_{corr} è l'intensità di corrente [$\mu\text{A}/\text{cm}^2$], $C_{M,binder}$ è il contenuto di cloruri [kg/m^3 di cls], T è la temperatura nella posizione dell'armatura [K], t è il tempo dall'inizio della propagazione [anni] e R_c è la resistenza ohmica del copriferro [Ω] determinata con la 5.1.8.

$$R_c = \exp[8.03 - 0.549 \cdot \ln(1 + 1.69 \cdot C_{M,binder})] \quad (5.1.8)$$

Kong 2006

Basato sugli studi di Liu e Weyers.

$$\ln i_{corr} = 8.617 + 0.618 \cdot \ln C_t - \frac{3034}{T} - 5 \cdot 10^{-3} \cdot \rho \quad (5.1.9)$$

Il tasso di corrosione i_{corr} [$\mu\text{A}/\text{cm}^2$] è funzione del contenuto di cloruri C_t [kg/m^3], della temperatura T [K] e della resistività del copriferro ρ [$\text{k}\Omega \text{ cm}$]. Quest'ultima è determinata attraverso la 5.1.10 per $C_t \leq 3.6$ e $C_t > 3.6$ rispettivamente.

$$\rho = \left\{ \left[27.5 \cdot \left(0.35 - \frac{w}{c} \right) + 11.1 \right] \cdot (1.8 - C_t) + 100(1 - RH)^2 + 40 \right\} \cdot 10 \quad (5.1.10)$$

5.2 Influenza sulla resistenza del calcestruzzo

La corrosione delle barre comporta modifiche geometriche alla sezione di calcestruzzo, per fessurazione e spalling, e di resistenza a compressione a causa delle micro fessure indotte dall'espansione della barra.

Durante il processo si crea ruggine e prodotti di ossidazione che hanno volume fino a 6 volte maggiore rispetto al materiale iniziale, il loro accumulo porta alla nascita di tensioni di trazione nel calcestruzzo attorno alla barra.

L'andamento delle fessure dipende dalla posizione delle armature e in particolare è funzione del diametro della barra D , del copriferro C e del passo delle barre S . Si possono riconoscere due meccanismi di distacco del copriferro, uno con piani di taglio inclinati e uno con piano parallelo alle barre.

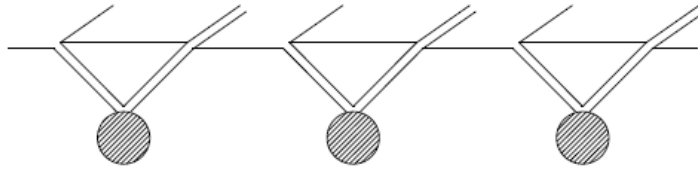


Figura 5.4- Rottura per piani inclinati del copriferro a causa della corrosione delle barre [40]

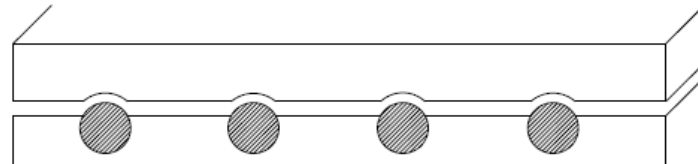


Figura 5.5- Delaminazione del copriferro [40]

Il primo caso (Figura 5.4) si verifica in presenza di barre sufficientemente distanziate.

$$S > 6D \quad (5.2.1)$$

La delaminazione del copriferro (Figura 5.5) si presenta quando quest'ultimo è di spessore ridotto oppure quando le barre hanno passo non esteso.

$$C < \frac{S - D}{2} \quad (5.2.2)$$

La corrosione della barra d'angolo porta solitamente a fessure a 45° con successiva espulsione della zona di spigolo della sezione.

La presenza di fessure provoca una riduzione della resistenza del calcestruzzo a trazione e un comportamento fragile post-picco. Una formulazione per il calcolo della resistenza ridotta è stata sviluppata da Coronelli e Gambarova [39].

$$f_c^* < \frac{f_c}{1 + K \cdot \varepsilon_1 / \varepsilon_{c0}} \quad (5.2.3)$$

K è un coefficiente che dipende dalla scabrezza e diametro della barra, Cape ha suggerito un valore pari a 0.1. ε_{c0} è la deformazione al picco di resistenza f_c mentre ε_1 è la deformazione media del calcestruzzo fessurato nella direzione della compressione, valutata con la 4.2.4.

$$\varepsilon_1 = \frac{b_f - b_0}{b_0} = \frac{n_{bars} \cdot w_{cr}}{b_0} \quad (5.2.4)$$

Dove b_0 è la larghezza iniziale dell'elemento, b_f è la larghezza a seguito della nascita delle fessure per corrosione, n_{bars} è il numero di barre compresse nello strato corticale e w_{cr} è l'ampiezza di fessura alla penetrazione di attacco definita P_x .

$$w_{cr} = \sum_i u_{i,corr} = 2 \cdot \pi \cdot (v_{rs} - 1) \cdot P_x \quad (5.2.5)$$

v_{rs} è il rapporto volumetrico di espansione dei prodotti della corrosione rispetto al materiale vergine. Il valore proposto da Molina e poi adottato da Coronelli è 2. L'equazione 5.2.3 è valida nell'ipotesi che tutti gli ossidi si accumulino attorno alla barra e che siano incomprimibili.

Durante le fasi di verifica, come indicato nelle Linee Guida FABRE [8], si distinguono due casi. Nel primo la profondità di attacco corrosivo nella barra P_x è maggiore o uguale a 0.4mm oppure l'ampiezza di fessura determinata con l'equazione 5.2.5 è maggiore di 1mm. Se si verifica almeno una di queste condizioni è possibile trascurare il contributo a compressione del copriferro fessurato. Se invece $P_x < 0.4\text{mm}$ e $w < 1\text{mm}$ è possibile considerare nel calcolo della resistenza l'intera sezione di calcestruzzo, adottando nelle zone fessurate la resistenza ridotta, determinata con la 5.2.3.

5.3 Riduzione area barre

Uno degli effetti principali del degrado per corrosione del calcestruzzo armato è la riduzione della sezione resistente delle armature. Come riportato negli studi di Biondini [40] gli effetti sulla riduzione di area resistente sono differenti in relazione al tipo di corrosione (Figura 5.6).

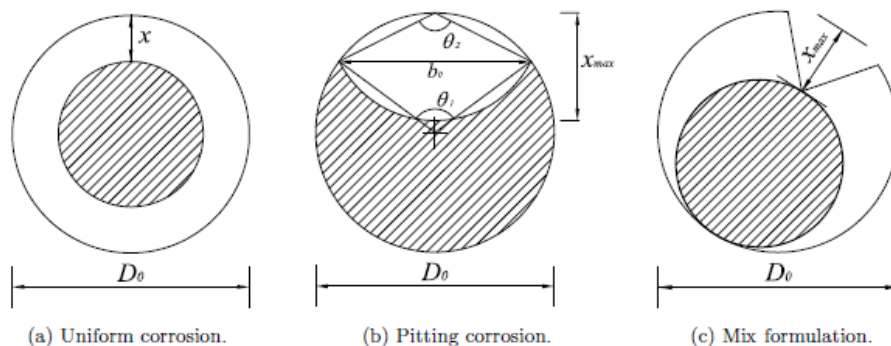


Figura 5.6- Modelli di riduzione di sezione delle armature [40]

L'area resistente rimasta, determinata con le equazioni in seguito richiamate, è riferita all'istante temporale in cui è stata valutata P_x .

5.3.1 Corrosione uniforme

La corrosione per carbonatazione, in assenza di contenuti rilevanti di cloruri, provoca una riduzione uniforme del diametro della barra. Il raggio ridotto può essere ricavato per misurazione diretta o tramite la 5.1.6. L'area rimanente è:

$$A_s = \pi \cdot \left(\frac{D_0}{2} - P_x(t) \right)^2 \quad (5.3.1)$$

Dove D_0 è il diametro di barra in stato non corrosivo.

Per considerare la possibilità che l'attacco avvenga solamente da un lato della barra è possibile utilizzare la formulazione proposta da Saetta, in seguito riportata.

$$A_s = \frac{\pi}{4} \cdot (D_0 - n \cdot P_x(t))^2 \quad (5.3.2)$$

$n=1$ se interessa un solo lato, $n=2$ se è corrosione uniforme su tutta la circonferenza della barra. Con $n=2$ si ottiene la 5.3.1.

5.3.2 Corrosione localizzata, pitting

In presenza di quantità non trascurabili di cloruri la corrosione si sviluppa localmente formando vaiolature sulla superficie della barra. Questa condizione interessa una sezione specifica di barra in quanto l'entità del fenomeno è altamente variabile lungo lo sviluppo longitudinale dell'armatura. Le misurazioni possono essere eseguite direttamente sulla barra in esame oppure stimate dalla profondità di attacco determinata in equazione 5.1.6.

Il parametro α è il rapporto tra profondità del pit e la perdita di sezione uniforme.

$$\alpha = \frac{P_{x,pit}}{P_x} \quad (5.3.3)$$

Dai test sperimentali eseguiti da Rodriguez su travi corrose naturalmente si è ottenuto un valore α compreso tra 4 e 8, in prove di corrosione accelerata si è notato un range più ampio e compreso tra 5 e 13. Il valore proposto da Andrade [37] e solitamente utilizzato è 4. Andrade propone un calcolo semplificato in cui il valore iniziale di diametro di barra viene depurato della profondità del pit rilevata.

La sezione resistente può essere determinata con il modello di Val [41]. Nelle equazioni riportate in seguito la variabile $P_{x,pit}$ corrisponde a x_{max} indicata in Figura 5.6b.

$$b = 2 \cdot P_{x,pit}(t) \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{P_{x,pit}(t)}{D_0}\right)^2} \quad (5.3.4)$$

$$\theta_1 = 2 \cdot \arcsin\left(\frac{b}{D_0}\right) \quad (5.3.5)$$

$$\theta_2 = 2 \cdot \arcsin\left(\frac{b}{2 \cdot P_{x,pit}(t)}\right) \quad (5.3.6)$$

L'area interessata dal pit è:

$$A_{pit}(t) = A_1 + A_2 \quad \text{per } P_{x,pit} \leq \frac{D_0}{\sqrt{2}} \quad (5.3.7)$$

$$A_{pit}(t) = A_0 - A_1 + A_2 \quad \text{per } \frac{D_0}{\sqrt{2}} \leq P_{x,pit} \leq D_0 \quad (5.3.8)$$

$$A_{pit}(t) = A_0 \quad \text{per } P_{x,pit} > D_0 \quad (5.3.9)$$

Dove le aree richiamate sono riportate nelle equazioni 5.3.10, 5.3.11 e 5.3.12.

$$A_1 = 0.5 \cdot \left[\theta_1 \cdot \left(\frac{D_0}{2}\right)^2 - b \cdot \left[\frac{D_0}{2} - \frac{P_{x,pit}^2}{D_0}\right] \right] \quad (5.3.10)$$

$$A_2 = 0.5 \cdot \left[\theta_2 \cdot P_{x,pit}^2 - b \cdot \frac{P_{x,pit}^2}{D_0} \right] \quad (5.3.11)$$

$$A_0 = \pi \cdot \frac{D_0^2}{4} \quad (5.3.12)$$

La sezione rimanente è dunque la differenza tra A_0 e l'area interessata dal pit nel caso in esame, ottenuta dalla 5.3.7, 5.3.8 e 5.3.9.

5.3.3 Corrosione combinata

Nel caso in cui sia stata rilevata corrosione uniforme e localizzata nella stessa barra è possibile utilizzare un modello combinato, Figura 5.6. Si applica il modello di Val alla barra con sezione ridotta per corrosione uniforme. Nell'applicazione del modello riportato al paragrafo 5.3.2 si modifica il diametro iniziale.

$$D_0^* = D_0 - n \cdot P_x \quad (5.3.13)$$

5.4 Influenza sulla resistenza e duttilità dell'acciaio

La perdita di sezione resistente della barra è la conseguenza principale della corrosione e comporta una perdita di resistenza importante dell'elemento. Un ulteriore effetto da considerare è la variazione del comportamento a trazione dell'acciaio, aspetto che influisce sulla duttilità della struttura [42]. Come evidenziato negli studi di Almusallam [43], all'aumentare del grado di corrosione della barra si ha un ramo plastico del legame σ - ϵ meno esteso. Una variazione di comportamento da duttile a fragile può essere individuata per una perdita di sezione del 15% circa, come evidenziato in Figura 5.7.

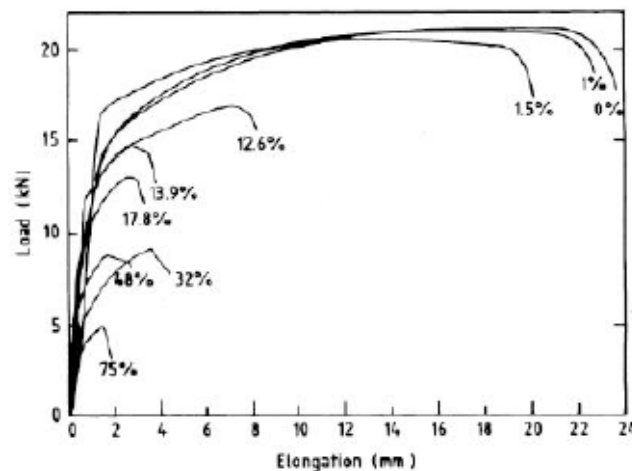


Figura 5.7- Influenza della corrosione sul legame carico-allungamento dell'acciaio [44]

Dai risultati ottenuti da test a trazione su barre corrose si è notata una leggera riduzione di tensione di snervamento e di rottura dell'acciaio. Tale risultato può essere imputato alla forma irregolare della sezione corrosa di barra, in alcuni punti possono presentarsi dei picchi tensionali che portano a plasticizzazione della zona in anticipo rispetto alla restante sezione. Questa riduzione, seppur di lieve entità e spesso trascurata nelle fasi di verifica, è quindi riscontrabile solamente in presenza di corrosione per pitting.

In letteratura sono disponibili numerosi modelli per la definizione delle resistenze e deformazione ultima ridotte, tutti basati su modelli lineari in funzione della perdita di sezione.

$$f_y = (1 - \alpha_y \cdot Q_{corr}) \cdot f_{y0} \quad (5.3.14)$$

$$f_u = (1 - \alpha_u \cdot Q_{corr}) \cdot f_{u0} \quad (5.3.15)$$

$$\epsilon_u = (1 - \alpha_l \cdot Q_{corr}) \cdot \epsilon_0 \quad (5.3.16)$$

Dove Q_{corr} è la sezione persa espressa in percentuale (valore da 0 a 100), f_{yo} , f_{u0} e ϵ_0 sono i parametri dell'acciaio non corrosivo e α sono coefficienti empirici.

Dalle equazioni 5.3.14, 5.3.15 e 5.3.16 è possibile notare che utilizzando coefficienti α pari a 0.01 non si considerano variazioni di resistenza, quindi la variazione di comportamento a trazione della barra dipende dalla sola perdita di sezione. Tale valore è utilizzato in presenza di corrosione uniforme.

Nell'articolo pubblicato da Cairns [44] sono raccolti tutti i coefficienti utilizzati dai diversi autori. Si ripropone in seguito la tabella presente nel paper sopracitato.

Tabella 5.1- Coefficienti α per riduzione di resistenza e duttilità

Autore		Esposizione	Q _{corr} %	α_y	α_u	α_t
Palsson, Mirza	c.a.	Naturale, cloruri	0-80	0	0	
Castel, Francois, Airlinguie	c.a.	Cloruri, 0.0 mA/cm ²	0-20	0	-	0,035
Du	barra	Accelerata, 0.5-2 mA/cm ²	0-25	0,014	0,014	0,029
	c.a.	Accelerata, 1 mA/cm ²	0-18	0,015	0,015	0,039
Maslehuddin	barra	Naturale, ambiente marino	0-1	0	0	0
Allam	barra	Naturale, costa araba	0-1	0	0	0
Morinaga	c.a.	Naturale, cloruri	0-25	0,017	0,018	0,06
Zhang, Lu, Li	c.a.	Naturale, carbonatazione	0-67	0,01	0,01	0
Andrade	barra	Accelerata, 1 mA/cm ²	0-11	0,015	0,013	0,017
Clark, Saifullah	c.a.	Accelerata, 0.5 mA/cm ²	0-28	0,013	0,017	-
Lee, Tomosawa, Noguchi	c.a.	Accelerata, 13.0 mA/cm ²	0-25	0,012	-	-
Cairns	c.a.	Accelerata, 0.01-0.05 mA/cm ²	0-3	0,012	0,011	0,03

Le celle vuote in tabella sono coefficienti empirici non stimati dall'autore. I metodi proposti si basano sull'area di sezione originale. Tale approccio permette di utilizzare modelli di calcolo in cui non è necessario modificare la geometria delle armature al progredire della corrosione ma è sufficiente variare le proprietà del materiale.

5.5 Influenza sull'aderenza barra-calcestruzzo

La capacità di aderenza tra armature e calcestruzzo è fortemente influenzata dalla nascita di fessure longitudinali e dall'accumulo di ruggine attorno alla barra. Dai test sperimentali

effettuati da Coronelli e Gambarova [39], si sono evidenziate due fasi. La prima in cui si ha un aumento della capacità resistente per aderenza, questo grazie al confinamento offerto dall'accumulo dei prodotti della corrosione attorno alla barra. Ruggine ed ossidi hanno un volume maggiore rispetto al materiale di origine e quindi provocano una compressione sull'armatura. Tale effetto aumenta fino al punto in cui le tensioni di trazione che si generano sul calcestruzzo portano alla nascita della fessura longitudinale. In questo istante si perde il confinamento sulla barra e l'aderenza subisce un progressivo peggioramento al crescere del livello di corrosione. Da sottolineare è anche il contributo dovuto alla riduzione dell'area della nervatura.

I modelli che descrivono questo comportamento sono trattati nella versione di Model Code attualmente in fase di pubblicazione. In queste norme verrà inoltre trattato con maggior dettaglio anche il problema dell'aderenza per barre lisce con sezione quadrata o a spirale.

Al momento della scrittura di questo elaborato è stato possibile prendere visione del capitolo 18 “Bond of embedded steel reinforcement” del Model Code 2020, versione 13 [45]. Al punto 18.2.4 “Anchorage and lapped joints of rebars in case of degradation” si propongono due modelli per il calcolo della capacità di aderenza in presenza di barre corrose. Questi valgono sia per armature nervate che lisce, ganci o piegature non vengono considerati.

5.5.1 Modello A: Perdita di aderenza dovuta alla corrosione

La resistenza di aderenza f_{bm0} della barra longitudinale è considerata costante lungo la superficie di adesione per tutta la lunghezza l_b . Il modello è proposto per due livelli di approssimazione LoA.

Il valore medio di resistenza al primo livello di approssimazione (LoA I) si basa unicamente sulla resistenza media a compressione del calcestruzzo f_{cm} , diametro di barra ϕ e perdita di sezione di barra $\%Cor$, indicata in percentuale.

$$f_{bm,0,LoA I} = f_{cm}^{\frac{2}{3}} \cdot \left[1.1 \cdot \left(\frac{1}{\phi^2} + 1 \right)^{9.052} \cdot (\%Cor^2 + 1)^{-0.016} - 1 \right] \quad (5.5.1)$$

La formulazione LoA I non considera il contributo relativo alle staffe presenti.

Il valore medio di resistenza al secondo livello di approssimazione LoA II dipende anche dal confinamento offerto dalle armature trasversali.

$$f_{bm,0,LoA II} = f_{cm}^{\frac{2}{3}} \cdot \left[m \cdot \left(\frac{1}{\phi^2} + 1 \right)^{9.052} \cdot \left(\left(\frac{\phi}{l_b} \right)^2 + 1 \right)^{8.13} \cdot e^{-0.129 \frac{f_{cm}}{40}} \cdot \left(\left(\frac{a}{\phi} \right)^4 + 1 \right)^{0.058} \cdot (K_{tr}^2 + K_{tr} + 1)^{0.498} \cdot (\%Cor^2 + 1)^{-0.016} - 1 \right] \quad (5.5.2)$$

La variabile m dipende dalle condizioni di aderenza, dal confinamento e dal livello di corrosione. In tabella 18.2-2 della norma è possibile ottenere i valori da assegnare al coefficiente. K_{tr} dipende dalla densità di armatura trasversale presente e l_b è la lunghezza necessaria per garantire l'ancoraggio.

Dalla resistenza media ottenuta nelle equazioni 5.5.1 e 5.5.2 è possibile poi risalire alla resistenza caratteristica.

5.5.2 Modello B: ARC (Ancoraggio nel calcestruzzo armato)

Questo metodo si basa sul modello proposto da Blomfors e Lundgren [46], utilizzato per il calcolo della resistenza di ancoraggio delle armature corrose. La resistenza di progetto dei rinforzi è determinata dall'equazione 5.5.3.

$$R_d = \frac{R_{ARC}(f_{ck}, f_{yk}, x_{nom})}{\gamma_M} \quad (5.5.3)$$

R_{ARC} è la capacità di ancoraggio determinata utilizzando i valori caratteristici per le resistenze e nominali (medi) per gli altri parametri. γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza ottenuto dalla tabella 18.2-3 della norma. È funzione del livello di corrosione e presenza di armatura trasversale, varia tra 2 e 7.6.

Anche in questo caso sono stati definiti due gradi di approssimazione.

La resistenza residua per il primo livello di approssimazione LoA I dipende dalla capacità di aderenza residua delle barre corrose.

$$R_{ARC} = \tau_{res,mod} \cdot \pi \cdot \phi \cdot l_b \quad (5.5.4)$$

La resistenza residua di aderenza dipende dalla densità di armatura trasversale presente e dalla resistenza a splitting del copriferro fessurato.

$$\tau_{res,mod} = \begin{cases} (0.16 + 12 \cdot K_{tr}) \cdot \tau_{bu,split,red} & 0 \leq K_{tr} \leq 0.02 \\ 0.4 \cdot \tau_{bu,split,red} & 0.02 < K_{tr} \end{cases} \quad (5.5.5)$$

Dove la resistenza a splitting ridotta per copriferro fessurato è data dalla 5.5.6.

$$\tau_{bu,split,red} = \eta_2 \cdot 6.5 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0.25} \cdot \left(\frac{25}{\phi_m}\right)^{0.2} \cdot (1 + k_m + K_{tr}) \quad (5.5.6)$$

I valori da assegnare ai diversi parametri sono indicati al paragrafo 18.4.1.1 della norma [45]. k_m indica l'efficacia del confinamento delle barre longitudinali e varia tra 0 e 12.

Il LoA I del metodo ARC fornisce il limite inferiore della capacità di ancoraggio.

Il secondo livello di approssimazione, LoA II, si basa sul modello aderenza-scorrimento (bond-slip model) proposto al paragrafo 18.4.1 del MC2020, Figura 5.8.

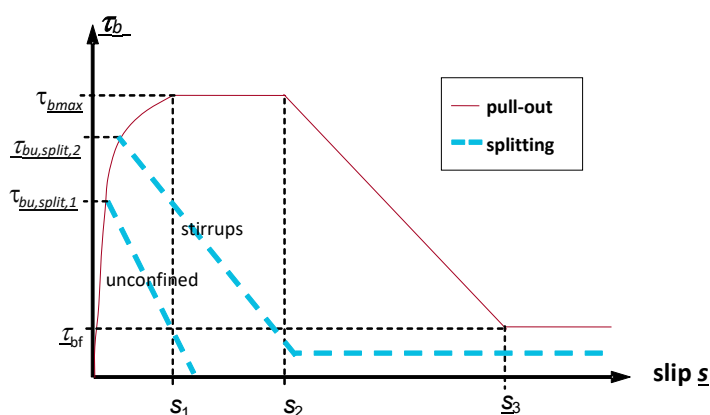


Figura 5.8 -Curva bond-slip per barre non corrose [46]

Si applicano delle modifiche al modello standard per considerare gli effetti della corrosione:

1. La resistenza residua media per grandi scorrimenti è quella indicata in equazione 5.5.5.
2. Se il copriferro è fessurato a causa della corrosione si applica la resistenza a splitting ridotta determinata in equazione 5.5.6. Per verifiche strutturali è sempre consigliato utilizzare la condizione fessurata. È altrimenti possibile definire la profondità di corrosione necessaria per dar luogo alla prima fessura con l'equazione 5.5.7.

$$x_{cr} = 11 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{40}\right)^{0.8} \cdot \left(\frac{c}{\phi_m}\right)^{1.5} \cdot \left(\frac{\phi_m}{16}\right)^{0.5} \quad (5.5.7)$$

Dove f_{cm} è la resistenza cilindrica a compressione [MPa], ϕ_m è il diametro della barra [mm] e c è la profondità del copriferro [mm]. Se la profondità di corrosione è superiore a quella indicata in equazione 5.5.7 si utilizza la resistenza a splitting ridotta.

3. La curva bond-slip locale per armature corrose è ottenuta trasladando quella delle barre non corrose della quantità

$$s_{eff} = s + s_{eq} \quad (5.5.8)$$

Dove s_{eff} è lo scorrimento effettivo, s è lo scorrimento meccanico e s_{eq} è lo scorrimento per tenere conto della corrosione. Quest'ultimo parametro, in assenza di staffe e presenza di armatura trasversale, vale rispettivamente:

$$s_{eq,nostir} = 2.9 \cdot W_c \quad (5.5.9)$$

$$s_{eq,stir} = 13.6 \cdot W_c \quad (5.5.10)$$

Con W_c perdita gravimetrica espressa in decimali.

La traslazione della curva è indicata in Figura 5.9.

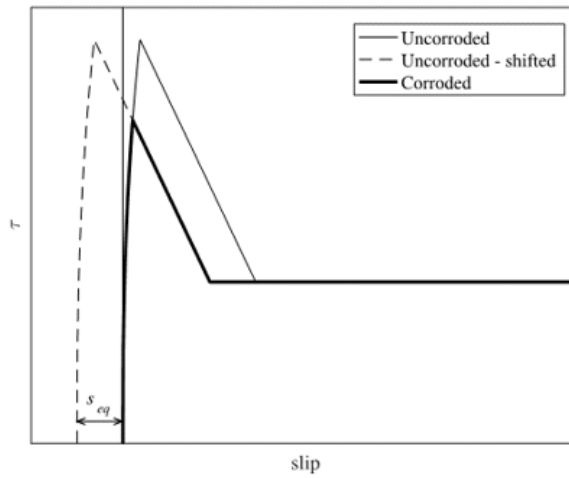


Figura 5.9 -Curva bond-slip traslata per effetto della corrosione [46]

6 VALIDAZIONE MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI E MODELLI DI DEGRADO

Nel presente capitolo sono stati analizzati due casi studio per validare le tecniche di modellazione adottate e i modelli di degrado. Entrambi i casi studio sono stati riprodotti attraverso il software di calcolo Abaqus FEA.

Il primo test sperimentale, realizzato da Desnerck, Lees e Morley [3], è stato utilizzato per verificare i legami costitutivi adottati mentre il secondo, studiato da Di Carlo, Meda, Molaioni e Rinaldi [4], ha permesso un confronto tra dati sperimentali e numerici in presenza di degrado per corrosione delle armature.

6.1 Caso studio 1: Descrizione della prova

L'obiettivo del test condotto da Desnerck, Lees e Morley [3] è quello di valutare l'influenza del layout di armatura sulla resistenza delle selle Gerber. Sono state realizzate quindi due travi in calcestruzzo armato della lunghezza di 3320mm le quali terminano ad entrambe le estremità con una riduzione di sezione.

La disposizione delle armature nella zona della seggiola è stata variata, in questo modo è stato possibile studiare il comportamento e la resistenza di un elemento con armatura completa (NS_REF), in assenza di barre diagonali (NS_ND), in assenza di barre orizzontali nella zona della risega (NS_NU) e con riduzione di armatura a taglio (NS_RS).

Le barre che interessano il meccanismo resistente sono state strumentate con strain gages prima del getto del calcestruzzo, permettendo in questo modo la misurazione delle deformazioni.

Le travi sono state testate a flessione a tre punti con applicazione del carico in mezzera e appoggi in corrispondenza delle selle. Questi ultimi sono realizzati con cilindri di diametro 90mm e piastre di dimensione 450x140x30mm, entrambi questi dispositivi sono realizzati in acciaio. In corrispondenza di ogni appoggio è stata inoltre posizionata una cella di carico.

Durante il test, il carico applicato attraverso una pressa è stato aumentato fino ad ottenere la rottura di una estremità del campione. In questa fase le barre presenti nella sella più resistente non raggiungono la tensione di snervamento. Viene quindi ruotata la trave e spostato l'appoggio nella zona a piena altezza. Si ripete la prova sulla seconda sella. Si riportano in Figura 6.1 i due set-up utilizzati. Durante la fase di ricarica la curva ottenuta combacia quasi perfettamente con la curva in fase di scarico, inoltre il quadro fessurativo rimane inalterato fino al raggiungimento del carico precedentemente applicato.

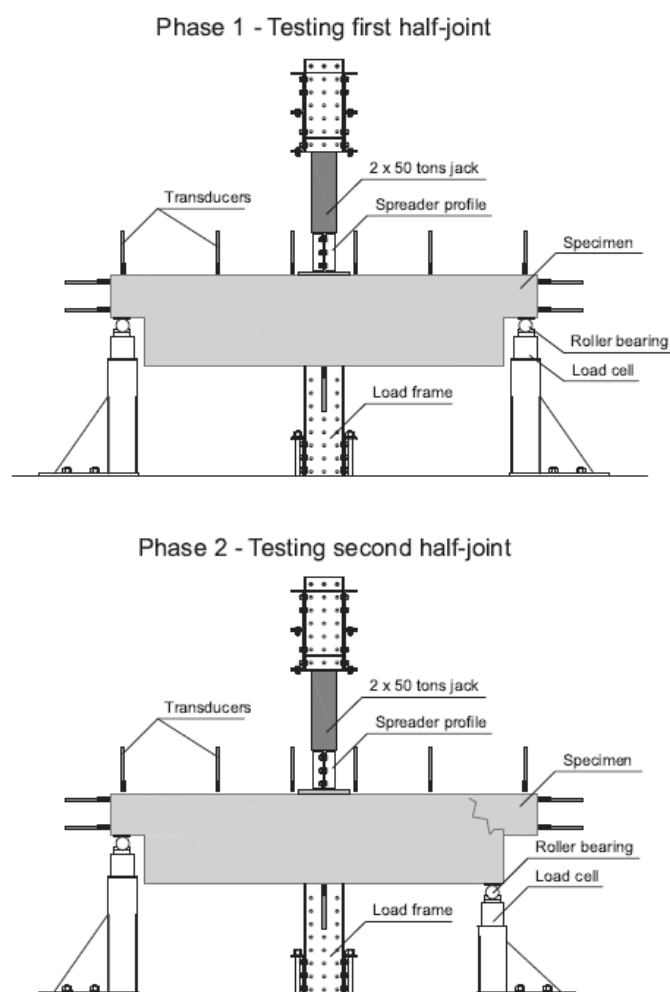


Figura 6.1- Test di flessione a tre punti, setup per rottura della prima sella (Phase 1) e per rottura della seconda (Phase 2) [3]

6.2 Geometria dei campioni e materiali

Le travi realizzate per condurre questo test hanno una lunghezza totale di 3320mm e una sezione nella zona a completa altezza pari a 700x400mm. L'estremità di trave con sezione ridotta ha dimensione 325x400mm e si estende per 260mm di lunghezza.

Il campione di riferimento NS_REF presenta tutte le posizioni di armature in seguito elencate. Le armature a flessione si estendono in tutta la lunghezza dell'elemento e sono costituite da 5 barre Ø25 inferiori che lavorano a trazione e 5 barre Ø20 superiori a compressione. Le 4 barre diagonali e le 3 barre ad U nella zona della risega sono Ø12. Le prime 4 staffe a due bracci hanno passo di 115mm circa mentre la restante parte di trave è armata con staffe a tre bracci con passo 120mm, le staffe sono Ø10.

Si riporta in Figura 6.2 la disposizione delle armature nel campione NS_REF.

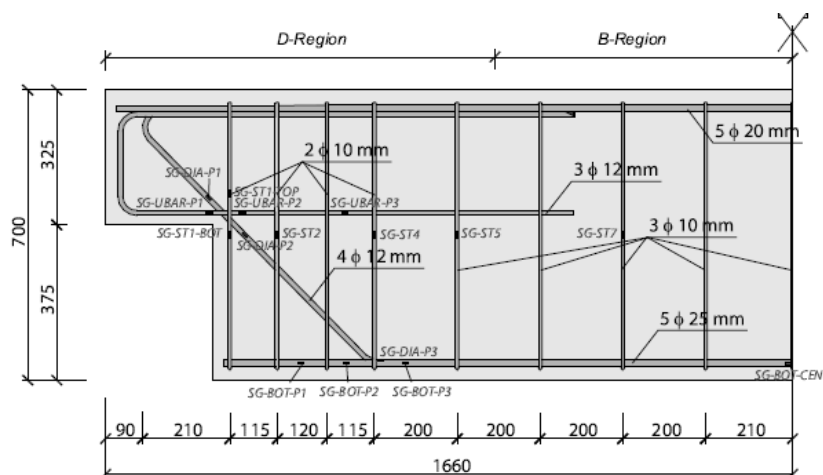


Figura 6.2- Geometria della sella e disposizione delle armature nel campione NS_REF [3]

I tre campioni rimanenti hanno geometria uguale a NS_REF con variazioni di armatura. La sella NS_RS, “Reduced Stirrups”, presenta due sole staffe a 2 braccia e un passo aumentato di armatura a taglio nella regione D. NS_NU, “No U-bars”, è realizzato in assenza delle barre nella zona della risega mentre NS_ND, “No Diagonal bars”, non prevede le barre inclinate. Si riportano in Figura 6.3 le configurazioni descritte.

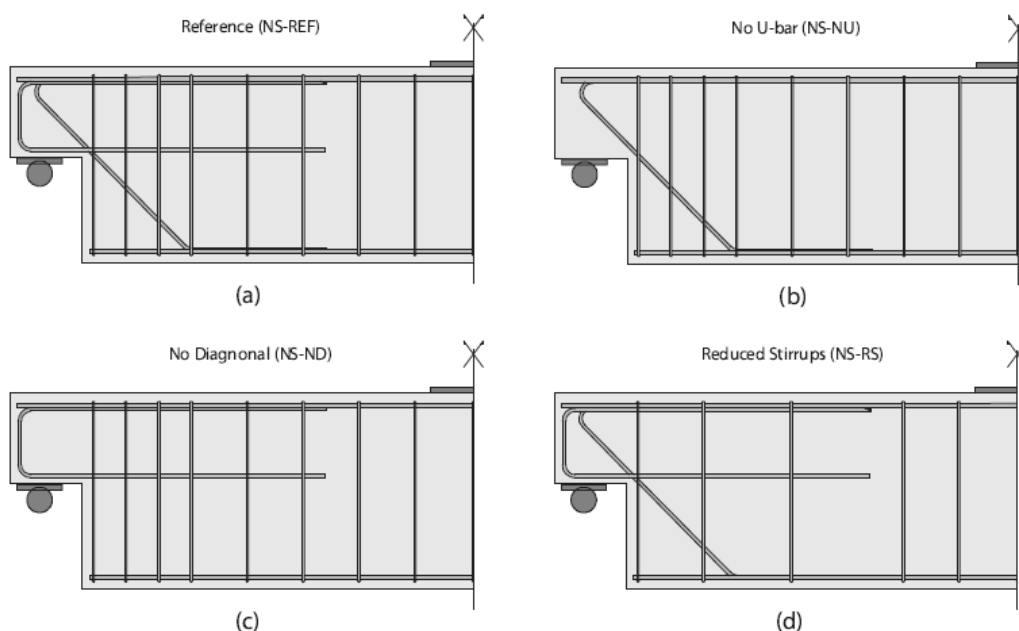


Figura 6.3- Configurazioni di armatura nei diversi campioni: a) NS_REF, b) NS_NU, c) NS_ND e d) NS_RS [3]

Attraverso prove di laboratorio sono state determinate le caratteristiche meccaniche delle barre per i diversi diametri utilizzati. In particolare sono state ottenute la tensione di snervamento f_y e quella di rottura f_u . Si riassumono in Tabella 3.1 i valori rilevati.

Tabella 6.1- Proprietà meccaniche delle barre di armatura

\varnothing [mm]	f_y [MPa]	f_u [MPa]
10	539	596
12	529	559
25	578	674

Il calcestruzzo utilizzato è di classe C30/37. La sua resistenza è stata rilevata attraverso prove di compressione su campione cilindrico e/o cubico in diversi istanti temporali. Sono stati inoltre rilevati modulo elastico e resistenza a splitting e trazione per flessione. Al momento della prova a flessione sulle travi la resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo è 36.1MPa per NS_REF e NS_RS e 36.8MPa per i campioni NS_NU e NS_ND.

6.3 Modello FEM

6.3.1 Geometria e materiali

La geometria dell'elemento riprodotto in Abaqus rispetta le indicazioni fornite al paragrafo precedente. Al fine di limitare il costo computazionale delle analisi si è deciso di modellare solamente la metà di trave in esame, considerando uno schema simmetrico rispetto alla sua mezzeria.

Il calcestruzzo è costituito da elementi tridimensionali mentre le armature sono elementi truss. Si riportano in Figura 6.4 le barre relative al campione NS_REF modellato nel software di analisi numerica. Le analisi sono state svolte con mesh più o meno fitta per valutarne l'influenza sui risultati.

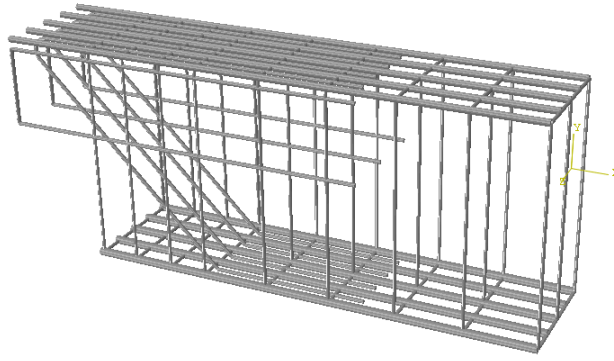


Figura 6.4- Elementi truss nel modello NS_REF in Abaqus FEA

I campioni NS_REF e NS_RS, al momento della prova, presentano una resistenza cubica a compressione R_{cm} del calcestruzzo pari a 50.8MPa. Le selle NS_NU e NS_ND invece presentano una resistenza di 52.0MPa. Le altre proprietà meccaniche sono state ottenute in accordo con le formulazioni riportate nell'Eurocode2 [17] a partire dalla resistenza media cilindrica f_{cm} . Si richiamano in seguito le formulazioni indicate nella norma al capitolo 5.

$$f_{cm} = 0.83 \cdot R_{cm} \quad (6.3.1)$$

$$f_{ck} = f_{cm} - 8 \quad (6.3.2)$$

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad \text{per } f_{ck} \leq 50 \text{MPa} \quad (6.3.3)$$

$$f_{ctm} = 1.1 \cdot f_{ck}^{1/3} \quad \text{per } f_{ck} > 50 \text{MPa}$$

$$E_{cm} = 9500 \cdot f_{cm}^{1/3} \quad (6.3.4)$$

Il legame costitutivo a compressione è stato definito con il modello proposto nell'Eurocodice2 al punto 5.1.6.(3). Si richiama in Figura 6.5(a) la relazione tra tensioni e deformazioni proposta dalla norma. Le equazioni 6.3.5 - 6.3.9 permettono di costruire la curva.

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k + 2) \cdot \eta} \quad (6.3.5)$$

$$k = 1.05 \cdot E_{cm} \cdot \varepsilon_{c1} / f_{cm} \quad (6.3.6)$$

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1} \quad (6.3.7)$$

$$\varepsilon_{c1} [\text{‰}] = 0.7 \cdot f_{cm}^{1/3} \leq 2.8\text{‰} \quad (6.3.8)$$

$$\varepsilon_c < \varepsilon_{cu1} [\text{‰}] = 2.8 + 14 \cdot (1 - f_{cm}/108)^4 \leq 3.5\text{‰} \quad (6.3.9)$$

Il comportamento a trazione del calcestruzzo è stato definito in funzione dell'energia di frattura G_F . Negli studi eseguiti da Nikbin, Rahimi e Allahyari [47] sono stati studiati gli

errori di valutazione di questo parametro nelle diverse normative. È emerso che il Model Code 2010 [16] commette un errore medio di valutazione pari al 70% circa mentre per il codice giapponese JSCE [48] l'errore si ferma al 20% circa (equazione 6.3.10). Si è deciso quindi di utilizzare questo secondo riferimento per il calcolo dell'energia di frattura. Il legame a trazione è definito attraverso una relazione bilineare proposta da CEB-2010 (Figura 6.5(b)), e in seguito richiamata.

$$G_F \left[\frac{N}{m} \right] = 10 \cdot (d_{\max})^{0.33} \cdot (f_c)^{0.33} \quad (6.3.10)$$

$$w_1 = G_F / f_{ctm} \quad (6.3.11)$$

$$w_c = 5 \cdot w_1 \quad (6.3.12)$$

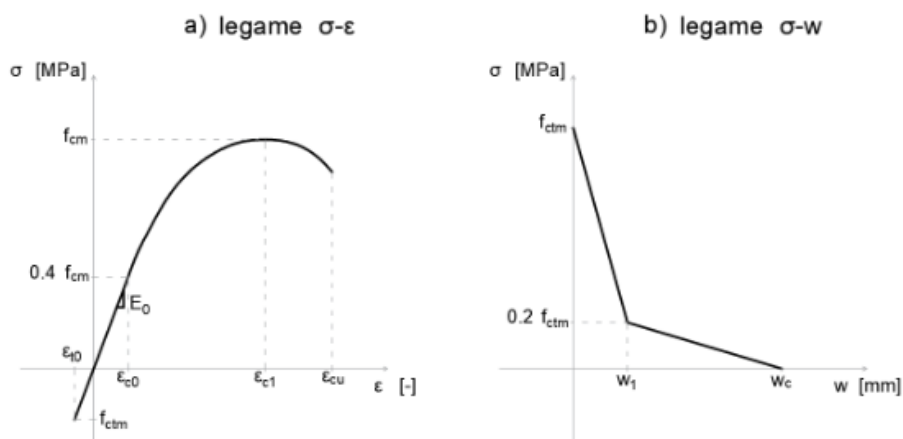


Figura 6.5- a) Legame tensione- deformazioni da EC2, b) Legame tensione-apertura di fessura CEB-2010

Si riportano in Figura 6.6 i legami ottenuti con i valori di resistenza a compressione del calcestruzzo relativi al test in esame. In figura a) è indicata la curva σ-ε a compressione del calcestruzzo mentre in figura b) quella a trazione. Il grafico c) indica il legame bilineare tra tensione e apertura di fessura w.

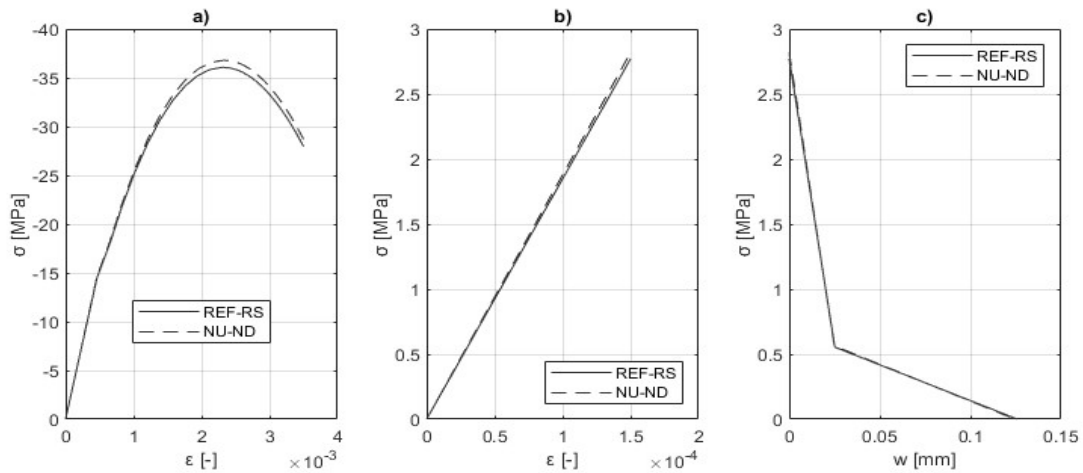


Figura 6.6- a) Legame σ - ϵ a compressione, b) Legame σ - ϵ a trazione, c) Legame σ - w a trazione

All'interno del software Abaqus FEA il calcestruzzo è stato inserito come materiale elastico nel primo tratto e con modello Concrete Damage Plasticity nel tratto plastico.

Per la prima parte di curva è sufficiente indicare il modulo elastico calcolato con la (6.3.4) e il coefficiente di Poisson, pari a 0.2.

Nel secondo tratto invece è necessario indicare la curva σ - ϵ ottenuta per la compressione e quella σ - w per la trazione. L'indice di danno è determinato per il solo tratto post-picco come riportato in seguito.

$$d_c = 1 - \frac{\sigma}{f_{cm}} \quad (6.3.13)$$

Allo stesso modo è definito per la curva di trazione in funzione della resistenza f_{ctm} del calcestruzzo.

L'acciaio è stato definito con legame bilineare-incrudente. La tensione di snervamento e rottura è indicata in Tabella 6.1.

Il modulo elastico considerato è 210'000 MPa. La deformazione allo snervamento ϵ_y può essere facilmente ottenuta come rapporto tra tensione f_y e il modulo elastico E . Non essendo nota la deformazione di rottura ϵ_u ottenuta da test di trazione delle barre, si è considerato un valore standard pari al 7.5%.

6.3.2 Vincoli e carichi

Nell'elemento trave sono state realizzate delle partizioni in corrispondenza delle zone in cui sono posizionate le piastre di carico, zone rosse in Figura 6.7.

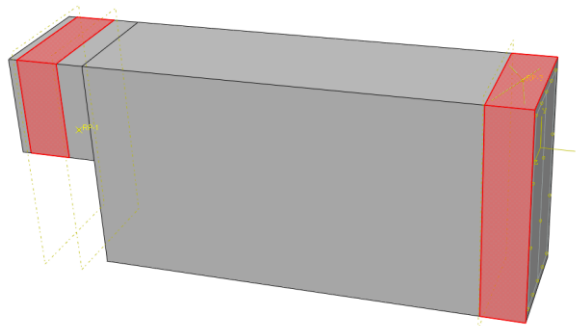


Figura 6.7- Partizioni dell'elemento trave

Nel software è stata analizzata solamente metà trave per ridurre il costo computazionale. Si è ristabilito lo schema reale attraverso un vincolo di simmetria sulla sezione di mezzeria. In corrispondenza della piastra di carico superiore è stato introdotto un vincolo allo spostamento verticale attraverso una boundary condition su un apposito master node creato. Il carico è stato introdotto come spostamento impresso alla superficie inferiore della risega. L'incremento di carico segue un andamento lineare nello step di analisi. Lo spostamento ultimo impresso nei diversi campioni, nell'ordine in cui sono stati illustrati nel capitolo 6.1, è 12.5mm, 10mm, 9mm e 11mm.

6.4 Confronto tra risultati sperimentali e numerici

6.4.1 Confronto curve forza-spostamento

Dai dati sperimentali, come è facilmente intuibile, si osserva che il campione di riferimento con tutte le posizioni di armatura NS_REF presenta resistenza e inflessione maggiori rispetto agli altri elementi. La massima forza applicabile è pari a 400kN circa con uno spostamento in mezzeria di 11.5mm a rottura.

La rimozione delle diverse posizioni di armatura ha effetti diversi sulla curva Forza-Spostamento, come riportato in Figura 6.8.

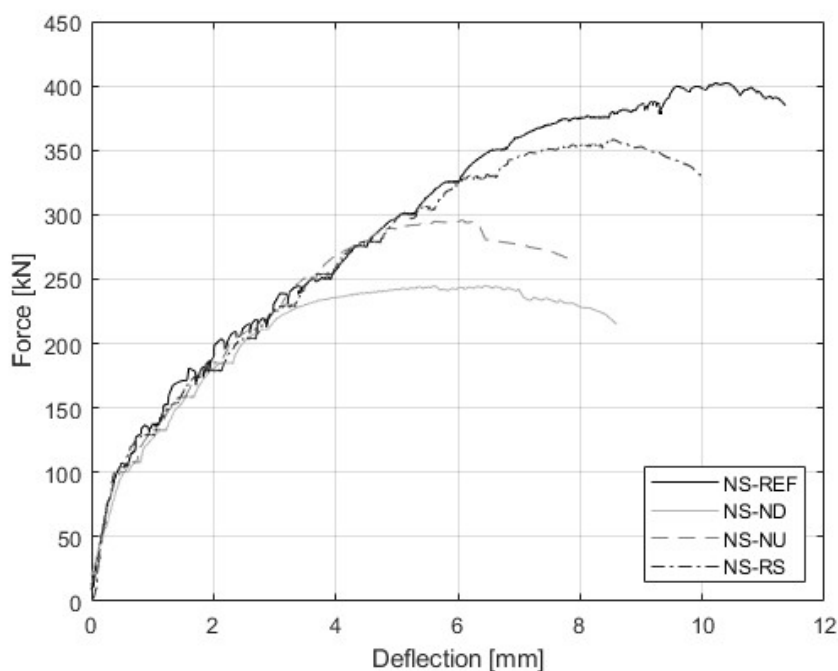


Figura 6.8- Curva forza-spostamento in mezzeria ottenuta sperimentalmente

La riduzione del quantitativo di armatura a taglio (NS_RS) ha provocato un calo della resistenza della sella dell'8% circa. La rottura avviene nella zona a completa altezza della trave. Le riduzioni di capacità maggiori si sono rilevate nelle travi in assenza delle barre nella zona della risega (NS_NU) e di quelle diagonali (NS_ND). La resistenza è rispettivamente pari al 75% e 60% circa di quella del campione di riferimento.

Le analisi numeriche sono state condotte sui campioni realizzati come indicato al paragrafo 6.3. Ogni sella è stata studiata con due diverse dimensioni di mesh, 60mm e 40mm. Tali dimensioni permettono di ottenere una meshatura uniforme nella zona della risega e un costo computazionale accettabile.

In Figura 6.9 si riporta il confronto tra curva sperimentale e curve ottenute da analisi numeriche per i quattro elementi in esame. È possibile notare come la diversa dimensione di mesh influisce sui risultati solamente nella parte di curva prossima alla rottura, nel ramo elastico e nella prima parte di campo plastico invece non comporta differenze significative sui valori ottenuti.

Per le selle NS_REF e NS_RS le curve numeriche ottenute sono aderenti a quelle sperimentali, nel tratto elastico sono sovrapposte mentre in quello plastico si notano differenze ridotte e accettabili.

Il modello ha mostrato buoni risultati anche nella sella in assenza di barre ad U nella zona della risega. Anche in questo caso il tratto crescente di curva, sia elastica che plastica, dimostra la bontà del modello numerico. Si nota invece una differenza nella zona sommitale della curva in corrispondenza del picco di resistenza, la curva numerica presenta in questa zona un plateau con una resistenza prossima a quella di rottura del campione reale.

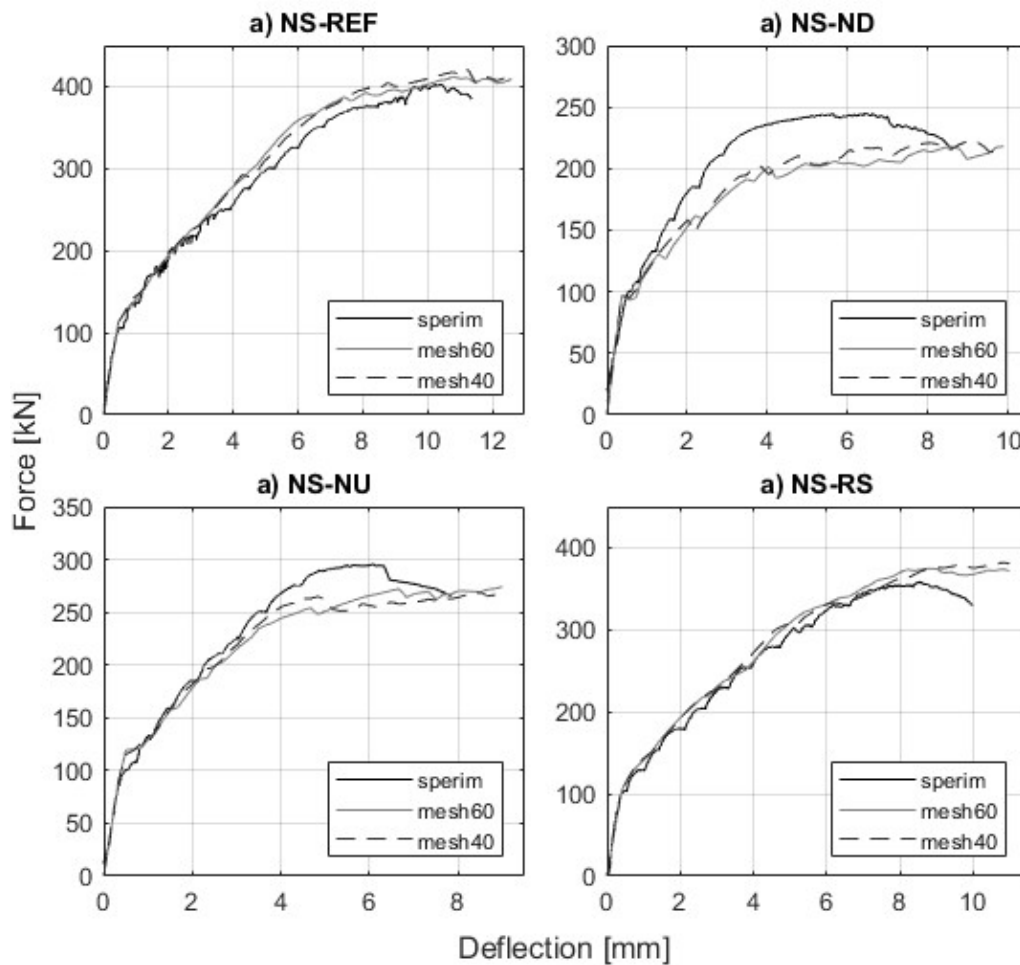


Figura 6.9- Curve forza-spostamento in mezzeria ottenute da analisi numeriche

Interessante è l'analisi del campione NS_ND. In questo caso la rigidità dell'elemento è modellata correttamente nel campo elastico mentre è inferiore in quello plastico. Nelle diverse analisi si è notato come, una volta aperta la prima fessura diagonale, le barre inclinate subiscono un incremento importante di tensione. Nel campione in esame tale contributo è assente, assume una rilevanza maggiore il comportamento a trazione del calcestruzzo.

È stata eseguita quindi una nuova analisi su quest'ultima sella utilizzando la resistenza a trazione del calcestruzzo indicata nell'articolo, pari a 3.83MPa. In Figura 6.10 si confrontano tra la curva ottenuta con resistenza f_{ctm} da Eurocodice (2.82MPa) e quella con f_{ctm} da paper. Le analisi sono state eseguite su dimensione di mesh uguale.

Si nota come nel secondo caso si ottenga un miglioramento importante nel tratto plastico con curva numerica molto aderente a quella sperimentale fino ad uno spostamento di 3mm circa. Nel tratto quasi orizzontale superiore si ha un dimezzamento dell'errore indicato in Figura 6.9, mentre una volta superato il picco di resistenza la differenza tra le due curve numeriche è ridotta.

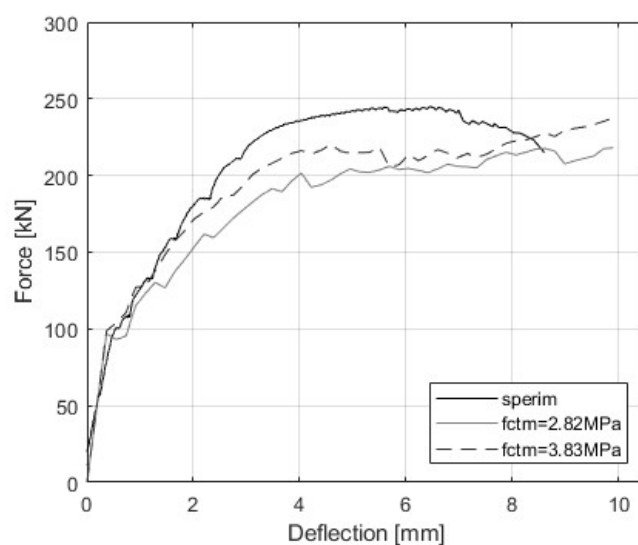


Figura 6.10- Confronto curve forza-spostamento nel campione NS_ND

Si considera l'approccio di analisi con resistenza a trazione del calcestruzzo da EC migliore in quanto permette di ottenere differenze minori tra risultati sperimentali e numerici nei quattro campioni.

6.4.2 Quadro fessurativo

Lo studio condotto da Desnerck ha posto particolare attenzione allo studio del quadro fessurativo nei diversi campioni. Si è dimostrato che la posizione e direzione delle fessure che si sviluppano varia in funzione della geometria delle armature presenti.

In tutti e quattro gli elementi la prima crepa si origina per un carico di circa 100kN, valore per il quale si ha un importante cambio di pendenza delle curve riportate in Figura 6.9.

Questa si sviluppa a partire all'angolo di attacco della risega e cresce con angolo variabile

tra i 45° e i 70°. All'aumentare del carico nascono poi nuove fessure nella zona della risega e della sezione a piena altezza della trave.

Si riporta in Figura 6.11 il confronto tra il quadro fessurativo a rottura dei campioni reali e di quelli analizzati nel software FEM. Le figure di destra mostrano il parametro *Damaget*, ottenuto come indicato nell'equazione 6.3.13. La legenda con la scala cromatica è riportata in Figura 6.13.

Il modello numerico riesce a simulare correttamente la posizione e direzione di sviluppo delle fessure nei diversi campioni, l'unica eccezione è la crepa orizzontale superiore nella zona della risega.

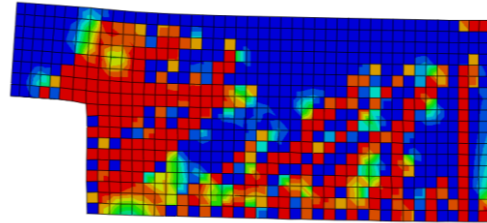
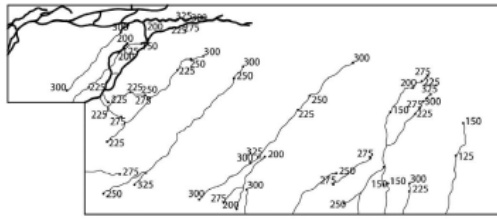
Analizzando i singoli campioni si nota come in NS_REF il danno sia distribuito in tutta la trave, con fessure per taglio nella zona a piena altezza dell'elemento. Oltre alla crepa che si origina dall'angolo di attacco della risega, è stata ottenuta anche quella che nasce dall'angolo inferiore. Considerazioni simili possono essere fatte sul campione NS_RS. In questo caso il danno nella zona della risega è limitato in estensione, così come nell'elemento reale.

Interessanti sono i risultati per le selle in cui sono state rimosse le barre orizzontali o diagonali. Il quadro fessurativo che si genera in questi campioni si estende quasi esclusivamente nella zona della risega con danni per taglio nel corpo della trave molto ridotti. Diversamente dalle selle precedentemente trattate, in questo caso non si riscontra nessuna fessura a partire dall'angolo inferiore. La differenza tra NS_ND e NS_NU è la pendenza della crepa che nasce dal punto di attacco della risega. Nel primo elemento si sviluppa a 45° circa mentre nel secondo a 70° con una rottura quasi verticale nella sezione di cambio altezza.

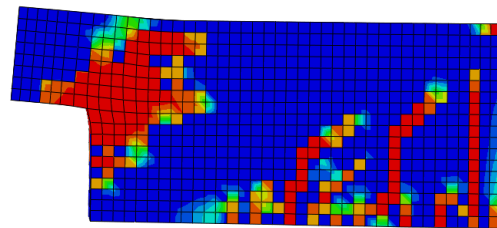
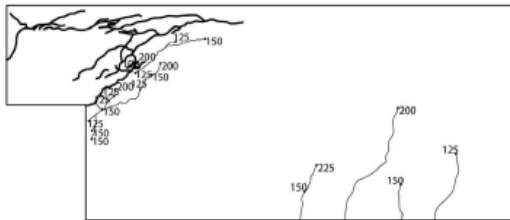
Quest'ultimo aspetto è visibile in modo chiaro in Figura 6.12, in cui si riporta il quadro fessurativo per un carico applicato di 200kN.

In questo paragrafo sono stati indicati i valori utili al confronto tra test sperimentale e analisi numerica. Nel capitolo successivo si riporta l'evoluzione delle fessure al variare del carico applicato.

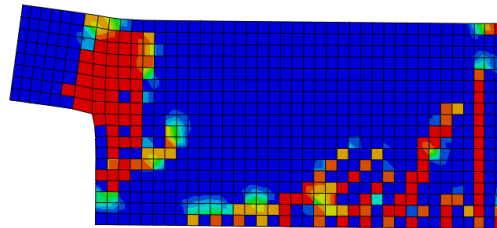
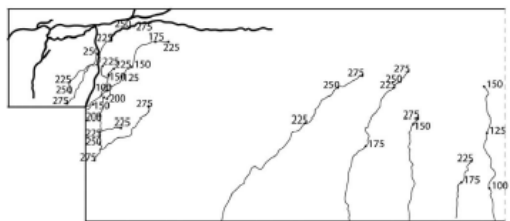
NS_REF



NS_ND



NS_NU



NS_RS

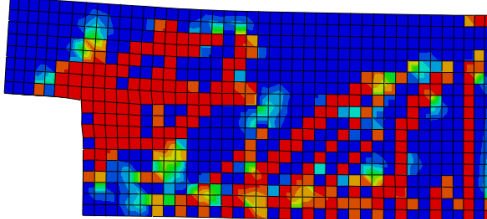
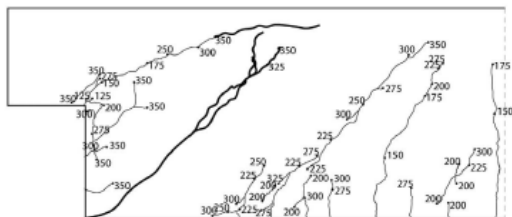


Figura 6.11- Quadro fessurativo a rottura, confronto tra dati sperimentali e numerici

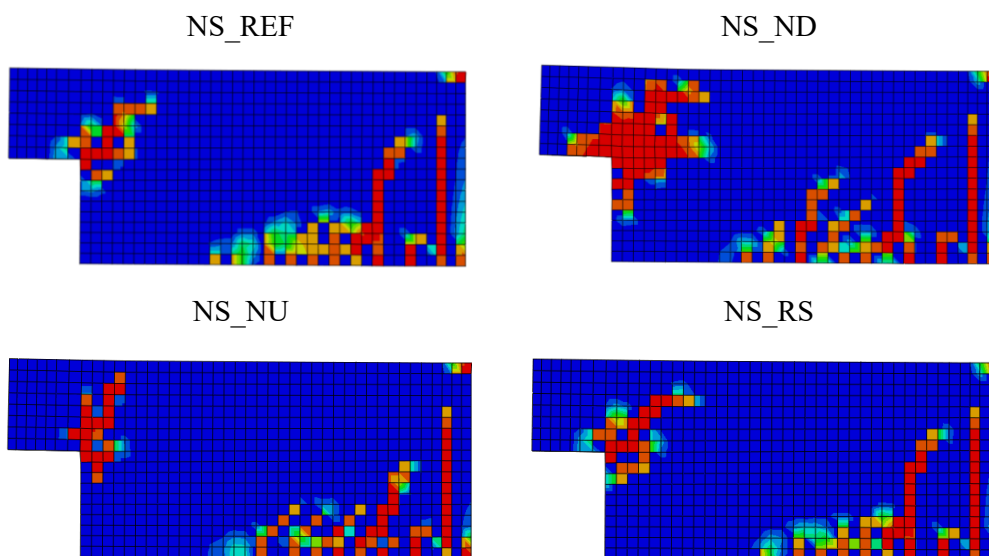


Figura 6.12- Quadro fessurativo per carico applicato di 200kN

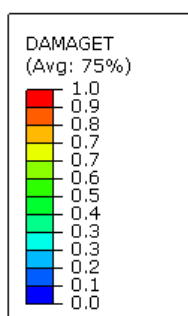


Figura 6.13- Legenda parametro Damaget

6.5 Evoluzione del quadro fessurativo nei modelli numerici

Per completezza si riporta in questo paragrafo lo sviluppo delle fessure nei modelli al variare del carico applicato. Per il campione NS_REF si esegue un'analisi dei risultati che viene poi estesa anche agli altri campioni, evitando così ripetizioni.

6.5.1 NS_REF

Come indicato nell'articolo, le prime fessure si originano all'attacco della risega e successivamente nel corpo della trave per un carico di circa 100kN. All'aumentare della

forza applicata nascono nuove crepe per taglio nella zona a piena altezza della trave e si estende il danno nella sella. A circa 300kN si origina anche la fessura a partire dall'angolo inferiore della trave.

Confrontando la Figura 6.14 e la Figura 6.15 si nota come la nascita di crepe nella sella provochi un aumento importante di tensioni nell'armatura diagonale mentre le altre barre mantengono uno stato tensionale ridotto. Per carichi prossimi alla rottura invece tutte le barre nella zona all'angolo di attacco della risega presentano tensioni elevate.

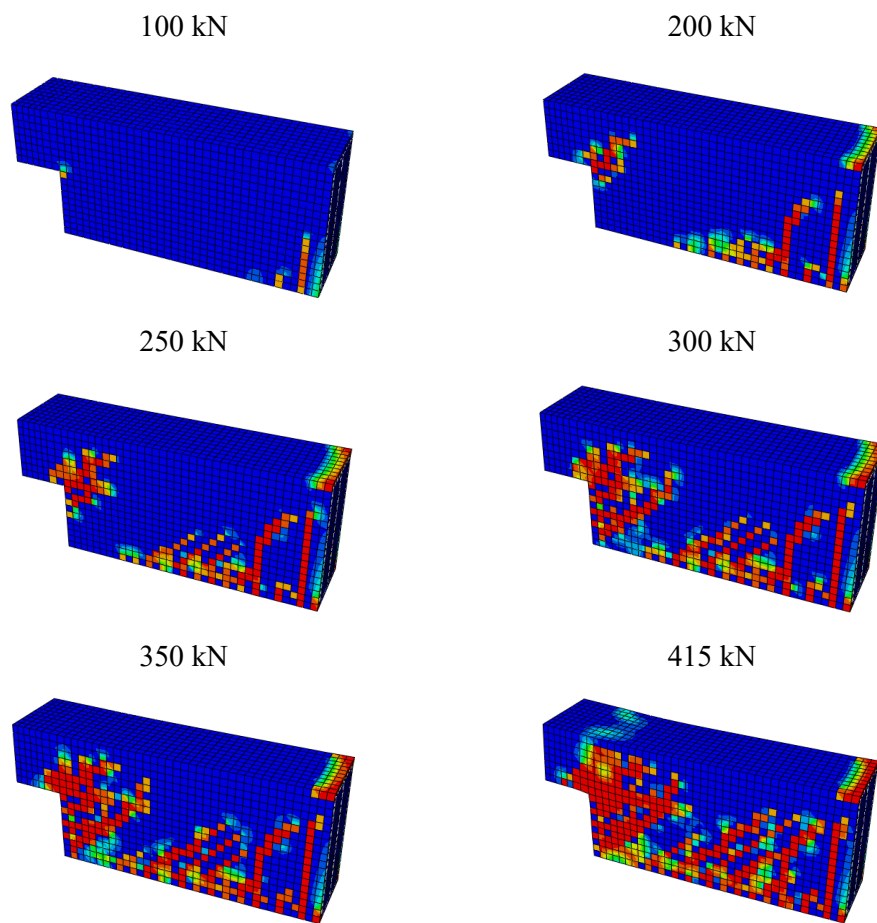


Figura 6.14- Evoluzione del quadro fessurativo in NS_REF

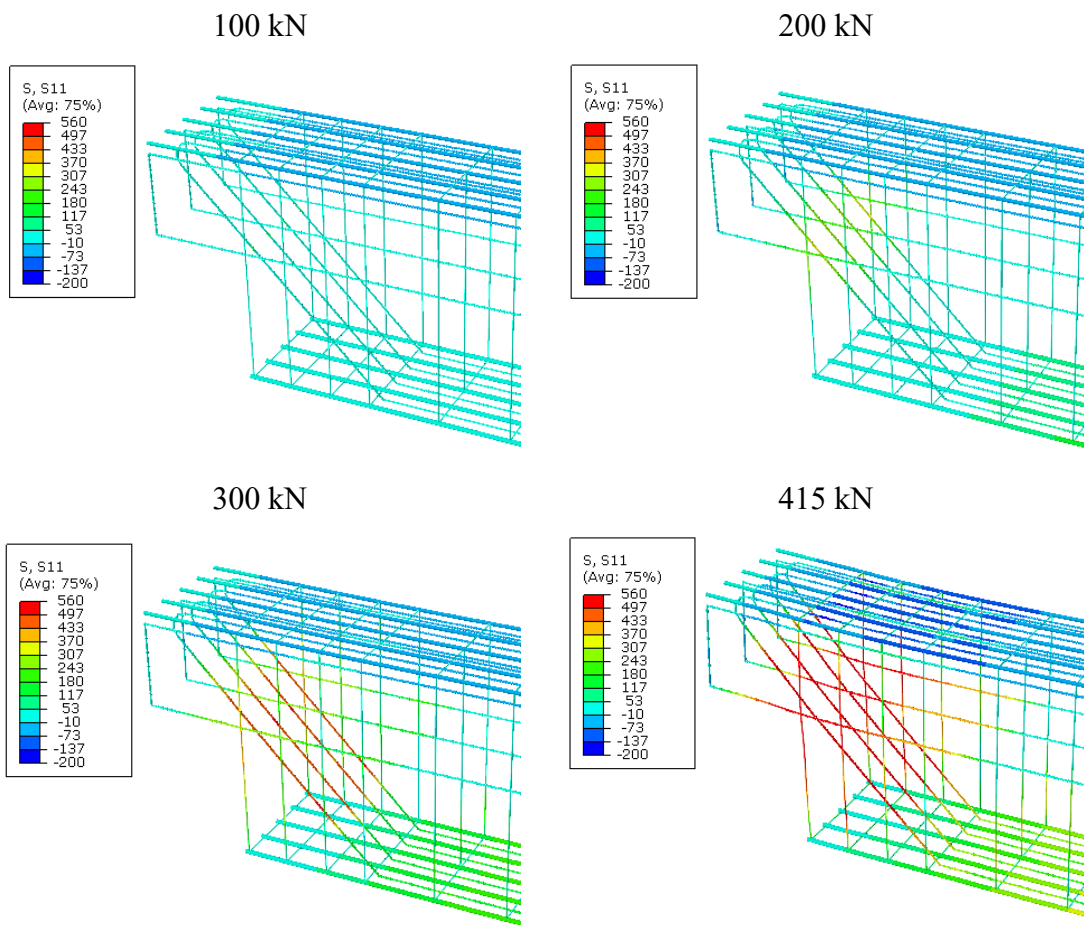


Figura 6.15- Stato tensionale delle armature in NS_REF

6.5.2 NS_ND

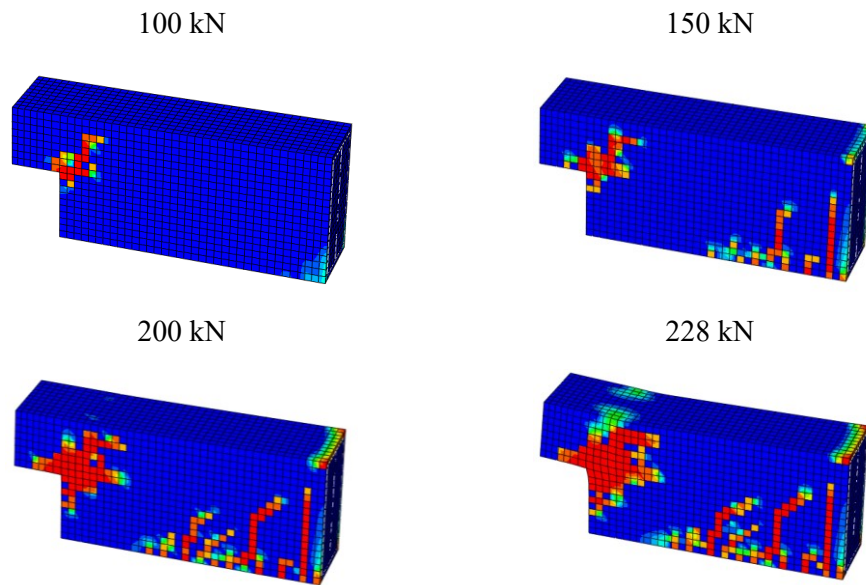


Figura 6.16- Evoluzione del quadro fessurativo in NS_ND

6.5.3 NS_NU

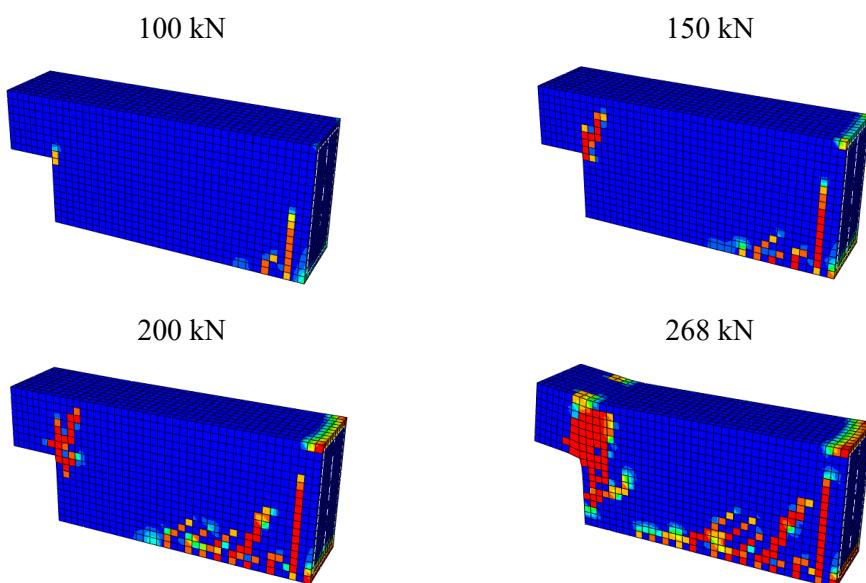


Figura 6.17- Evoluzione del quadro fessurativo in NS_NU

6.5.4 NS_RS

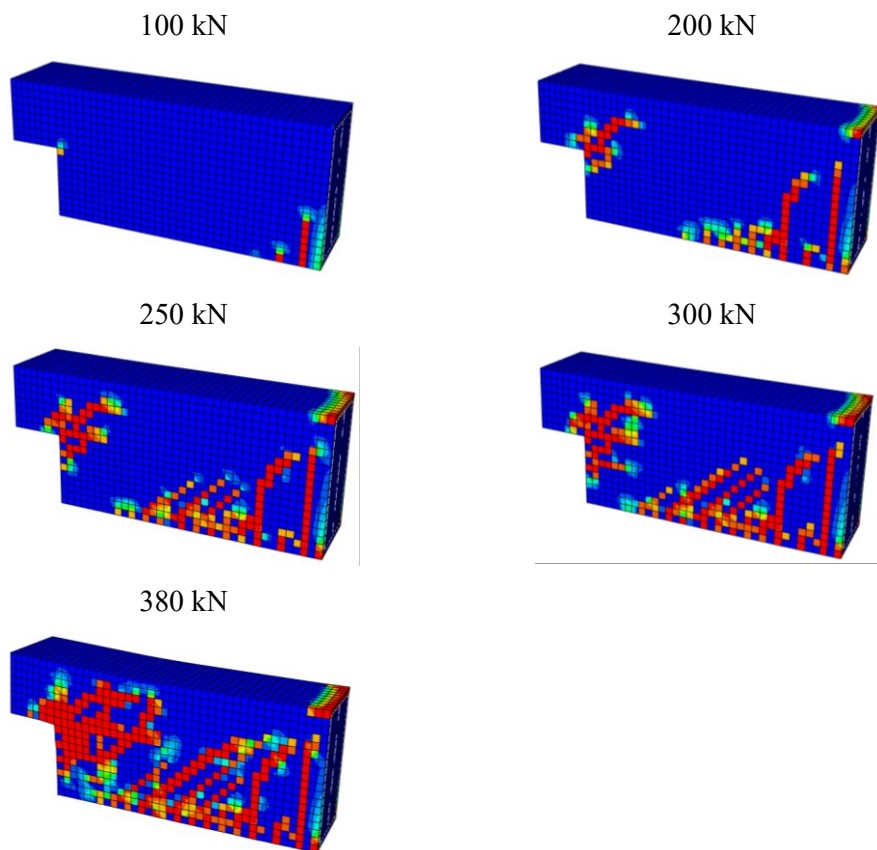


Figura 6.18- Evoluzione del quadro fessurativo in NS_RS

6.6 Caso studio 2: Descrizione della prova

Il test condotto da Di Carlo, Meda, Molaioni e Rinaldi [4] è finalizzato allo studio degli effetti del degrado per corrosione sulla resistenza e duttilità delle selle Gerber.

A tale scopo sono state realizzate due travi in calcestruzzo armato uguali, le quali terminano alle estremità con selle. Le due zone ad altezza ridotta presentano diversi layout di armatura. Utilizzando la nomenclatura dell'articolo si chiamerà in seguito G1 la configurazione base di armatura e G2 la configurazione con barre aggiuntive.

Una trave è stata testata in condizione intatta mentre la seconda è stata sottoposta ad un processo di corrosione accelerata prima di essere sottoposta al test di carico.

Lo studio relativo all'influenza del degrado nella risposta dell'elemento è focalizzato sulle sole barre che entrano nel meccanismo resistente, quindi l'armatura orizzontale A_s , le staffe

A_{sh} e le barre diagonali A_{sd} . Tutte le altre posizioni di armatura sono state ricoperte con resina epossidica per evitare l'insorgere di corrosione.

La trave è stata sottoposta ad un processo di corrosione accelerata. L'elemento è stato inserito in un recipiente e ne è stata sommersa la parte superiore con una soluzione salina al 3%. Le barre precedentemente indicate sono state collegate all'anodo mentre il catodo è stato creato con barre immerse in prossimità della trave.

Nel test di carico viene studiata una sella per volta. La trave viene vincolata tramite due travi in acciaio alla pavimentazione del laboratorio per simularne uno schema di continuità strutturale. Viene posizionato, a 700mm dall'asse delle putrelle, un appoggio costituito da un cilindro in acciaio di diametro 100mm. Infine il carico è stato applicato tramite una pressa idraulica in modo incrementale. La piastra di carico ha una lunghezza di 100mm ed è posizionata a 800mm dall'appoggio cilindrico.

Una volta ottenuta la rottura della sella la trave viene ruotata e si procede con un test analogo sulla seconda estremità.

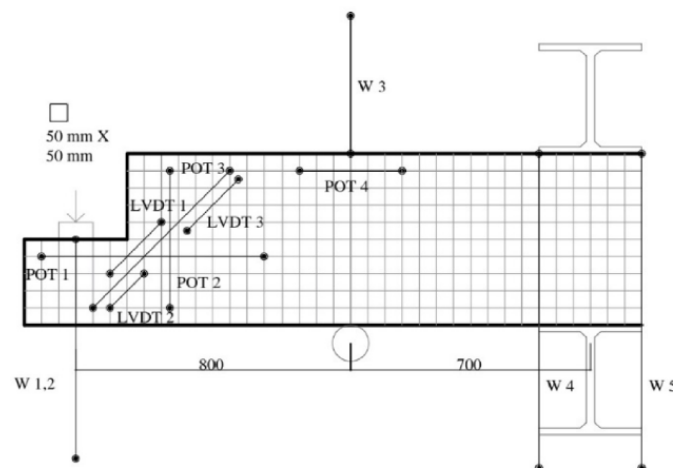


Figura 6.19- Setup della prova di carico

6.7 Geometria dei campioni e materiali

Le travi realizzate per condurre questo test hanno una lunghezza totale di 4300mm e una sezione nella zona a completa altezza pari a 500x200mm. L'estremità di trave con sezione ridotta ha dimensione 250x200mm e si estende per 300mm.

L'armatura base è costituita da 4 barre $\varnothing 16$ superiori e 4 barre $\varnothing 10$ inferiori che si estendono per tutta la lunghezza dell'elemento. L'armatura a taglio è costituita da staffe $\varnothing 10$ a due braccia con passo 50mm nei 1050mm centrali dell'elemento e con passo 100mm nella restante parte.

La trave presenta ad entrambe le estremità due staffe verticali $\varnothing 8$ a due braccia nella risega.

La sella G1 è armata con due barre orizzontali $\varnothing 12$, due staffe $\varnothing 10$ a due braccia prossime al cambio sezione e tre barre diagonali $\varnothing 12$.

La sella G2 invece presenta quattro barre orizzontali $\varnothing 12$, tre staffe $\varnothing 10$ a due braccia e tre barre diagonali $\varnothing 12$.

Si riporta in Figura 6.20 la disposizione delle armature nella trave.

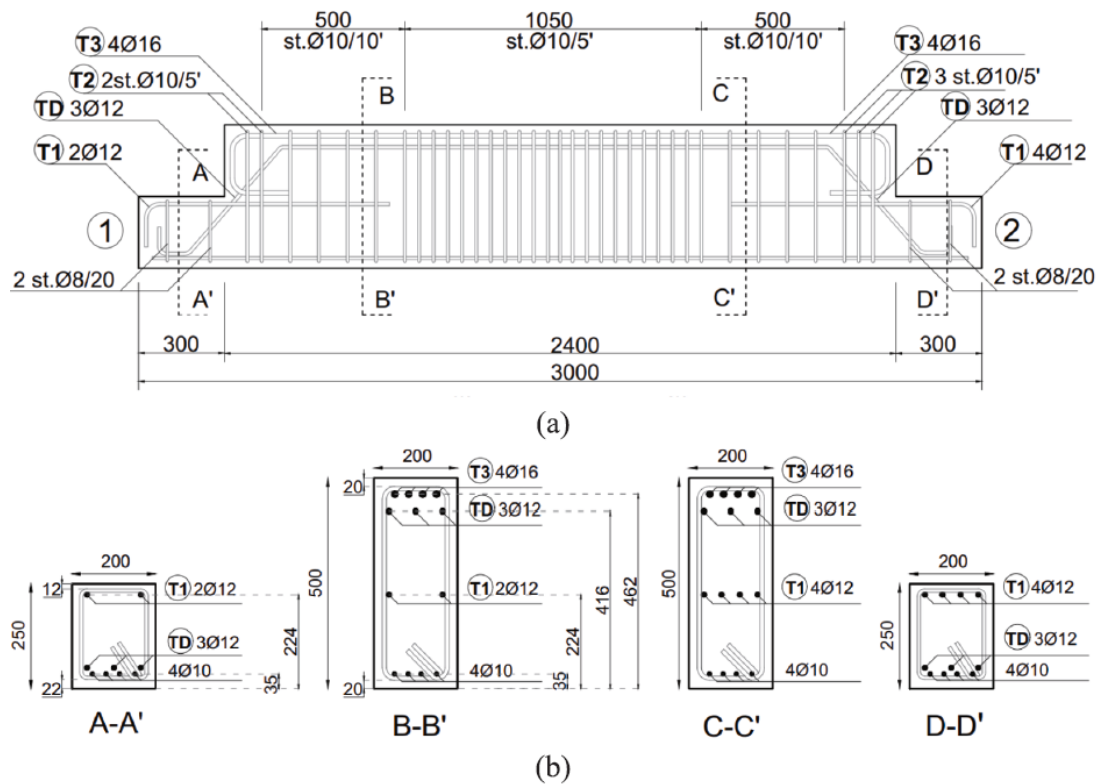


Figura 6.20- Disposizione delle armature nell'elemento. a) vista longitudinale, b) sezioni trasversali [4]

La resistenza a compressione del calcestruzzo è stata determinata attraverso sette prove su campioni cubici, il valore medio ottenuto è 52.6MPa.

Per ogni diametro di barra utilizzato sono state eseguite tre prove di trazione in laboratorio per ottenere la tensione di snervamento e di rottura. I risultati si riportano in Tabella 6.2.

Tabella 6.2- proprietà meccaniche delle barre di armatura

\varnothing [mm]	f_y [MPa]	f_u [MPa]
10	503.2	595.4
12	507.1	612.7
16	454.9	545.3

Le resistenze dei materiali nei campioni sottoposti a corrosione sono state ottenute utilizzando i modelli illustrati al capitolo 5.

Il legame costitutivo delle barre è stato modificato secondo le indicazioni proposte da Andrade, equazioni 5.3.14 - 5.3.16 e coefficienti indicati in Tabella 5.1. Nell'articolo sono stati indicati i valori di profondità di pit nelle diverse armature. I risultati ottenuti con riduzione di area tramite modello di Val sovrastimavano eccessivamente la resistenza della sella, è stata utilizzata quindi la riduzione di sezione proposta da Andrade. Si riportano nelle successive tabelle e figure i legami costitutivi utilizzati per l'acciaio nello studio dei campioni G1_c e G2_c.

La perdita di sezione è stata applicata in modo uniforme sull'intero sviluppo della barra.

Tabella 6.3- Valori modificati per barre corrose nel campione G1_c

pos	Qcorr %	f_y [MPa]	f_u [MPa]	ϵ_y	ϵ_u
A_s Ø12	54.00	95.21	182.58	0.000476	0.00615
A_{sh} Ø10	18.00	367.34	456.08	0.001837	0.05205
A_{sd} Ø12	16.00	380.84	485.26	0.001904	0.0546

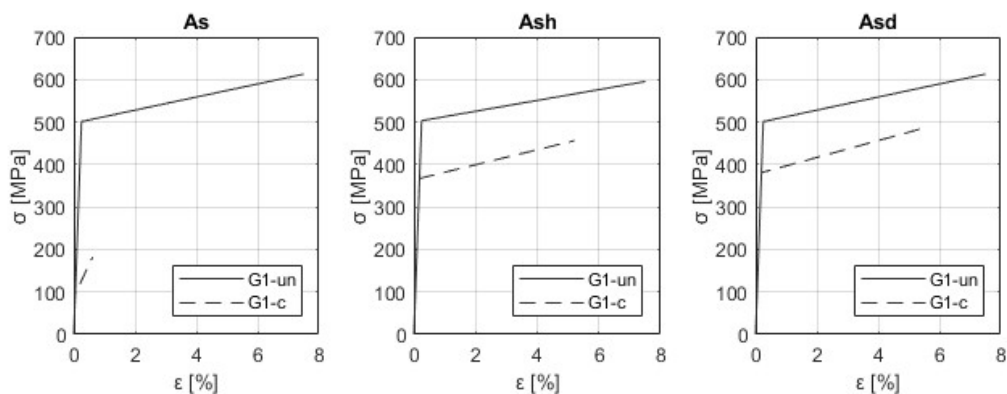


Figura 6.21- Legame costitutivo barre corrose campione G1_c

Tabella 6.4- Valori modificati per barre corrose nel campione G2_c

pos	Qcorr %	f_y [MPa]	f_u [MPa]	ϵ_y	ϵ_u
A_s Ø12	46.00	155.34	246.31	0.000777	0.01635
A_{sh} Ø10	38.00	216.38	301.27	0.001082	0.02655
A_{sd} Ø12	36.00	230.51	325.96	0.001153	0.0291

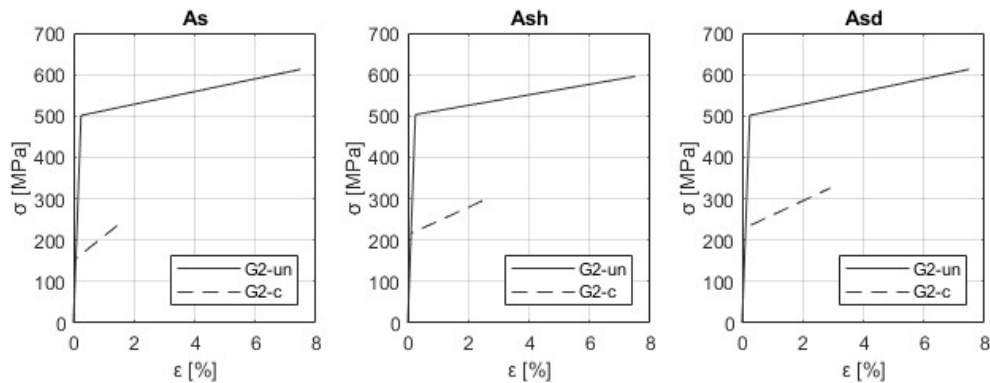


Figura 6.22- Legame costitutivo barre corrose campione G2_c

Negli elementi corrosi il calcestruzzo è stato modellato secondo le indicazioni fornite dalle linee guida FABRE. Poiché la penetrazione dell'attacco corrosivo supera i 0.4mm, non è stato considerato il contributo a compressione del copriferro.

6.8 Modello FEM

6.8.1 Geometria e materiali

Nel software Abaqus è stata modellata solamente la parte di elemento analizzata per ridurre il costo computazionale dell'analisi. La zona rimossa è quella compresa tra le due putrelle in acciaio fino all'estremità scarica di trave.

L'elemento è stato modellato con elementi tridimensionali per quel che riguarda il calcestruzzo e con elementi wire di tipo truss per le armature. La geometria del campione e la posizione e sezione delle barre sono quelle indicate al paragrafo precedente. Si riportano in Figura 6.23 le due configurazioni di armatura modellate nel programma di calcolo.

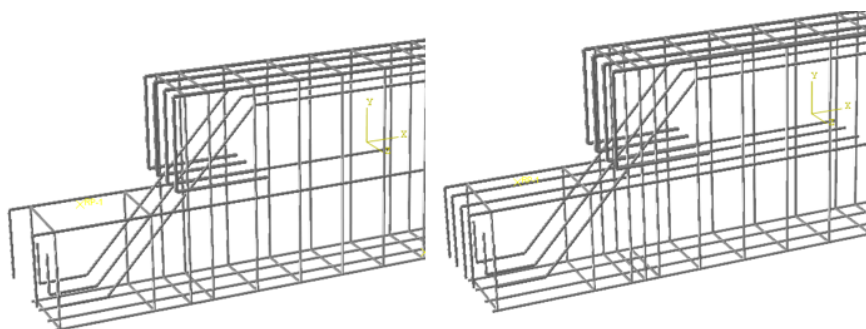


Figura 6.23- Elementi wire nel modello G1 (a sinistra) e G2 (a destra)

Il calcestruzzo è stato considerato con modello Concrete Damage Plasticity, in modo analogo a quanto indicato al paragrafo 6.3.1. La resistenza a compressione cilindrica media è 43.66MPa. Negli elementi degradati per corrosione non è stato considerato il contributo relativo al copriferro. La legge costitutiva del calcestruzzo è indicata in Figura 6.24.

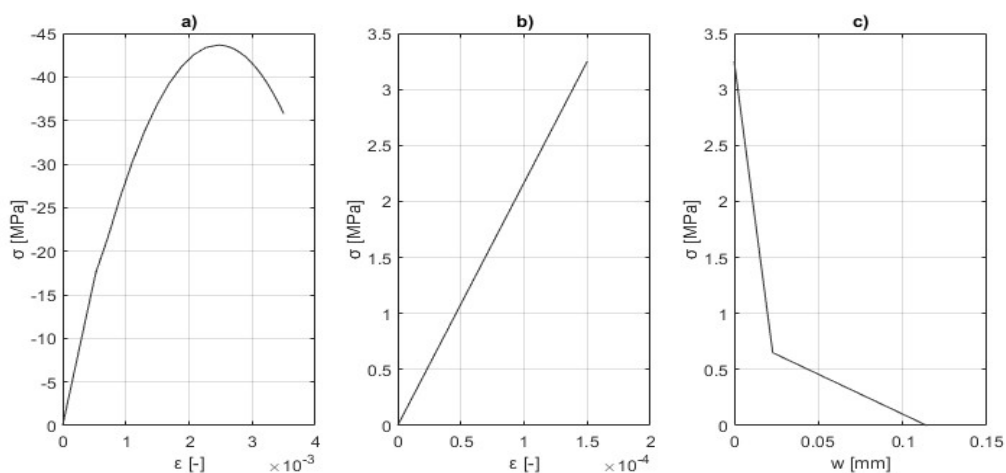


Figura 6.24- a) Legame σ - ϵ a compressione, b) Legame σ - ϵ a trazione, c) Legame σ - w a trazione

L'acciaio è stato modellato con legame bilineare elastoplastico incrudente. Le leggi utilizzate per i modelli non corrosi e degradati sono riportati al paragrafo 6.7. Il calcolo della sezione persa per corrosione è stato eseguito a partire dai riferimenti grafici dell'articolo attraverso il modello proposto da Andrade. Tale procedura risulta troppo cautelativa nel caso di verifiche eseguite con modelli STM, dove il metodo di Val permette di ottenere risultati meno stringenti ma pur sempre a favore di sicurezza.

Infine la variazione della legge costitutiva è stata determinata con le indicazioni fornite da Andrade [49]. Questo metodo ha concesso di mantenere inalterata la sezione delle barre nel modello, agendo quindi solo a livello di materiale.

Nelle analisi è stata utilizzata una sola dimensione di mesh dell'elemento, pari a 50mm.

6.8.2 Vincoli e carichi

Il vincolo posto in mezzzeria della trave tramite due elementi metallici ha il compito di simulare la continuità strutturale dell'elemento. Nel modello numerico è stato applicato un vincolo di incastro nella sezione posta a 700mm dall'appoggio cilindrico. Quest'ultimo è stato modellato tramite una boundary condition in direzione verticale.

Il carico infine è stato applicato come spostamento impresso con incremento lineare nel tempo. Il punto di applicazione ripartisce sulla superficie superiore della risega mediante un'interazione di tipo coupling che vincola gli spostamenti verticali della superficie a quelli del master node, punto in cui è stato applicato il carico.

Gli spostamenti massimi impressi per i campioni G1_un, G2_un, G1_c e G2_c sono rispettivamente 60mm, 85mm, 30mm e 40mm.

Le analisi sono state interrotte al superamento della deformazione ultima delle armature.

6.9 Confronto risultati numerici e sperimentali

Dalla lettura dell'articolo [4] e dei relativi risultati sono sorti alcuni dubbi relativi alla posizione di alcuni sensori e alla relativa misurazione eseguita. Per tale motivo sono stati confrontati solamente i valori di carico ultimo sperimentale e numerico. Non è stata eseguita una valutazione della curva forza-spostamento ottenuta dal modello agli elementi finiti, in quanto, dopo una precisa e attenta valutazione, le misure sperimentali non sono state considerate affidabili.

Come si può vedere in Figura 6.25, la curva dei campioni non degradati è una trilineare. Il primo tratto, molto breve, è quello relativo alla sezione di calcestruzzo non fessurata, il secondo subisce una riduzione di pendenza a seguito della nascita delle prime fessure mentre il tratto plastico è semi-orizzontale.

Tale andamento è influenzato dal modello costitutivo adottato per l'acciaio. Con una legge di tipo bilineare elastico-incrudente non si riesce a cogliere la zona post-picco della curva. La forza di rottura sperimentale rilevata è 301.5 kN e 331.8 kN per i campioni G1_un e G2_un rispettivamente. I valori numerici ottenuti sono, nello stesso ordine, 321.3 kN e 360.6 kN, commettendo quindi un errore di sovrastima compreso tra il 6% e l'8% circa.

Le curve di carico dei campioni sottoposti a corrosione sono caratterizzate da una rottura fragile senza raggiungere una zona di plateau. I carichi ultimi numerici ottenuti sono 189.99

kN per la sella meno armata G1_c e 227.72 kN per l'elemento G2_c. In questo caso il primo modello sovrastima la resistenza del 14% circa mentre il secondo restituisce un valore inferiore dell'8% circa rispetto a quello ottenuto sperimentalmente.

L'errore di stima medio commesso sui quattro campioni è del 5.4%.

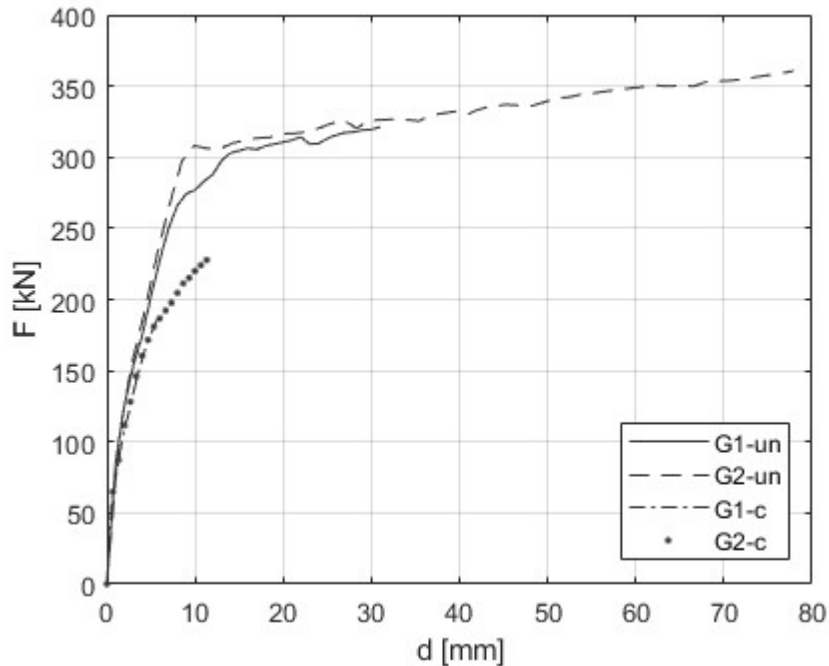


Figura 6.25- Risultati numerici, curve Forza-Spostamento

Tabella 6.5- Confronto tra risultati numerici e sperimentali

Campione	G1_un	G1_c	G2_un	G2_c
$F_{u,exp}$ [kN]	301.5	166.5	331.8	247.1
Tipo di rottura	Flessione-taglio / A_{sd}	Flessione-taglio / C1	C1	Taglio-trazione / A_{sh}
$F_{u,num}$ [kN]	321.25	189.99	360.63	227.72
Tipo di rottura	A_{sd}	A_s	Top rebar	A_{sd}

Tali incertezze nei risultati possono essere dovute a diversi fattori tra cui:

1. Modello costitutivo del calcestruzzo determinato secondo le indicazioni riportate in normativa. L'utilizzo di dati sperimentali, ottenuti da prove di carico, permette di impiegare parametri più rappresentativi del reale comportamento del materiale.
2. Il modello costitutivo dell'acciaio si basa su riferimenti di deformazioni riportati in normativa e comunemente utilizzati nella pratica. Poiché le analisi sono state

interrotte per rottura a trazione delle barre, il parametro ε_u corretto è di fondamentale importanza per definire lo step ultimo dell'analisi.

3. Le riduzioni di sezione di barra dovute alla corrosione sono state determinate a partire dal riferimento grafico riportato nell'articolo. La lettura del valore di profondità del pit è stata eseguita attraverso una scala grafica, introducendo in questo modo un possibile errore di valutazione. Inoltre la riduzione di area è stata considerata costante per tutto lo sviluppo di barra.
4. Il modello di Andrade utilizzato per il calcolo delle tensioni di snervamento e di rottura, nonché della deformazione ultima, è tarato su valori di perdita di sezione compresi tra 0% e 11%, valori inferiori a quelli determinati in questo studio. Anche gli altri modelli comunemente utilizzati non coprono situazioni di degrado così estese. In questo caso i valori sperimentali ottenuti da un test a trazione permetterebbero di eliminare le incertezze dovute alla loro stima tramite modelli empirici.

7 Studio parametrico mediante analisi FEM e confronto con risultati analitici

Nel presente capitolo viene eseguito uno studio parametrico sulla resistenza della sella in funzione dei parametri geometrici. L'analisi viene eseguita attraverso il software di calcolo Abaqus utilizzando le procedure e tecniche di modellazione validate al punto 6.

Viene infine eseguito un confronto tra risultati numerici e analitici ottenuti con le diverse normative.

Le resistenze riportate in seguito sono normalizzate sulla sezione della risega (500x400mm) e resistenza del calcestruzzo 35MPa.

7.1 Geometria dei modelli e proprietà meccaniche dei materiali

Lo studio riproduce quanto eseguito nel capitolo 4 in ambiente FEM. La geometria dell'elemento e la quantità di armatura presente è quella indicata in Tabella 4.7. Nelle verifiche eseguite con EC e ACI è stata considerata la configurazione con armatura A_{sh} maggiorata a 1.5%. Si riportano ora le caratteristiche comuni a tutti i modelli, illustrando in dettaglio le eventuali modifiche apportate all'interno dei successivi paragrafi.

La variazione di d comporta anche una riduzione di altezza della risega h , mantenendo un copriferro pari a 40mm riferito all'asse delle barre A_s . Il valore di a invece provoca solamente la traslazione delle staffe senza modifiche alla geometria dell'elemento.

Le aree di armatura nelle posizioni che non intervengono nei meccanismi resistenti considerati nelle normative, sono state dimensionate per evitare che diventino la causa di rottura della sella.

Le staffe nella zona a piena altezza di trave hanno sezione pari al 40% di A_{sh} e passo costante di 150mm. I rapporti geometrici di armatura relativi alle posizioni di barre tese superiori e compresse inferiori sono rispettivamente 1.7% e 1.2%.

Il calcestruzzo presenta una resistenza cilindrica a compressione pari a 35 MPa. In funzione di questo valore è stata determinata la curva $\sigma-\varepsilon$ a compressione e $\sigma-w$ a trazione come indicato nei casi studio precedenti. Nel campo post picco a trazione si è utilizzata una legge bilineare. Si riportano in Figura 7.1 le curve utilizzate.

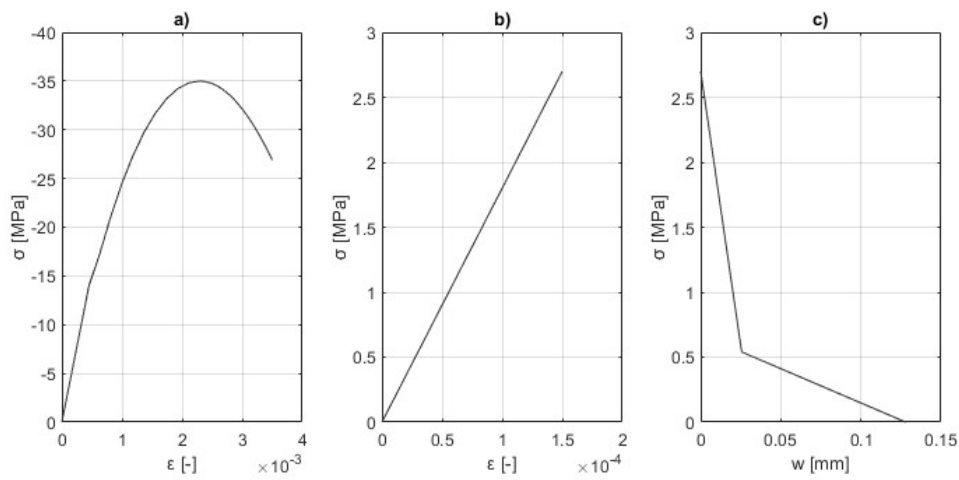


Figura 7.1- a) Curva $\sigma-\varepsilon$ a compressione, b) Curva $\sigma-\varepsilon$ a trazione per cls non fessurato, c) Curva $\sigma-w$ a trazione post picco

L'acciaio è stato modellato con comportamento bilineare elasto-plastico incrudente. Il modulo elastico adottato è 200'000 MPa e tensioni di snervamento f_y e rottura f_u pari a 450 MPa e 530 MPa rispettivamente. Il valore di deformazione allo snervamento è pari al rapporto tra f_y e E mentre per quello a rottura è 7.5%. Si indica in Figura 7.2 la curva utilizzata nel software Abaqus.

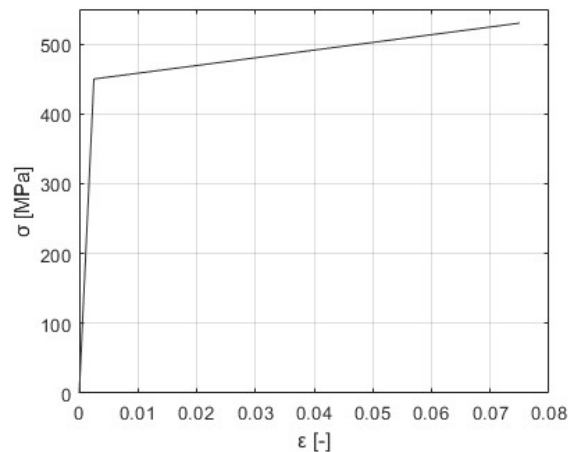


Figura 7.2- Legame σ - ϵ per le barre di armatura

Come indicato in precedenza, il calcestruzzo è stato modellato attraverso elementi tridimensionali, mentre le armature sono elementi truss con vincolo di tipo “embedded”. Si considera quindi tra barre e calcestruzzo.

La sella è stata vincolata con incastro per simulare la continuità strutturale. Il carico è stato applicato come pressione sulla superficie di appoggio nella risega. Viene definito un incremento lineare nel tempo di analisi. La resistenza della sella viene letta come reazione vincolare nella superficie di incastro.

7.2 Eurocodice 2

Si esegue un confronto tra risultati numerici e analitici ottenuti con normativa Eurocodice2 (2023) [17]. Le caratteristiche delle verifiche eseguite con questo codice sono indicate al capitolo 3.2. Si effettua uno studio separato sui due modelli proposti dalla norma.

Si riportano solamente la rappresentazione grafica dei risultati ottenuti, si rimanda all’Allegato 3 per visionare i relativi valori numerici.

7.2.1 Modello A

Il traliccio equivalente A considera le armature A_s e A_{sh} . Sono stati analizzati 16 modelli per coprire il campo di variazione dei parametri geometrici. I quattro valori di altezza utile d/H studiati sono 0.29, 0.35, 0.41 e 0.473 mentre quelli relativi alla luce di taglio a/H sono 0.27, 0.33, 0.39 e 0.45. Si crea così una griglia 4x4 che definisce la posizione delle armature nei diversi campioni.

Si riportano in Figura 7.3 le configurazioni limite studiate, a sinistra la sella tozza con $d/H=0.473$ e $a/H=0.27$ mentre a destra la sella snella con $d/H=0.29$ e $a/H=0.45$.

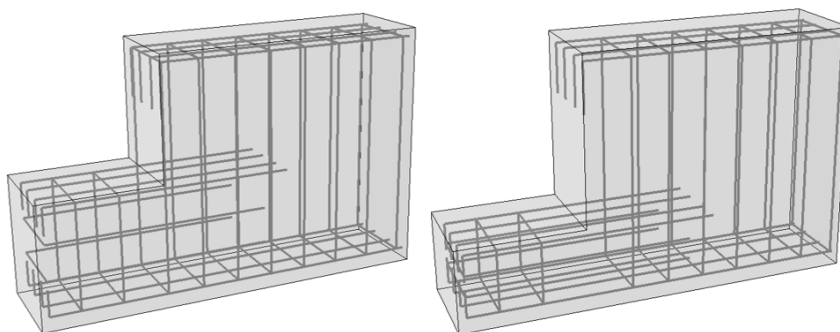


Figura 7.3- Modelli limite dello studio parametrico, mensola tozza a sinistra e mensola snella a destra.

Come indicato in precedenza al paragrafo 4.5.1, la resistenza dell'elemento determinata con normativa Eurocodice2 è governata dal calcestruzzo per rapporti d/H ridotti e dalle armature nel caso di selle tozze.

In quasi tutte le simulazioni eseguite in ambiente FEM è risultata limitante la resistenza delle barre A_s . Le deformazioni di questa posizione di armature risultano simili a quelle delle staffe A_{sh} fino alla fessurazione della trave nella zona di cambio sezione. Da questo punto si nota un comportamento flessionale della risega con aumento notevole della deformazione di A_s . La rottura avviene appunto per il superamento di ϵ_u .

Nonostante questa differenza, l'andamento della capacità ultima della sella in funzione della sua geometria è il medesimo per analisi numeriche e analitiche. Questo è visibile nei due grafici posizionati in alto in Figura 7.4, riportano la resistenza normalizzata in funzione della geometria.

Interessante è il grafico riportato in basso in cui è rappresentato il rapporto tra risultati numerici e analitici. È importante sottolineare che per motivi di rappresentazione l'orientamento gli assi è stato invertito.

Si nota come per le selle snelle, configurazione di minima resistenza per entrambi i tipi di analisi, il FEM stima una resistenza fino a 4 volte circa quella ottenuta con modello STM da norma. Per altezze utili di sezione d decrescenti il metodo proposto dall'Eurocodice diventa molto cautelativo. Per selle tozze invece si ottiene una resistenza da FEM superiore dal 30% al 40%, valore in linea con quanto ottenuto dallo studio dei test sperimentali al capitolo 4.3.

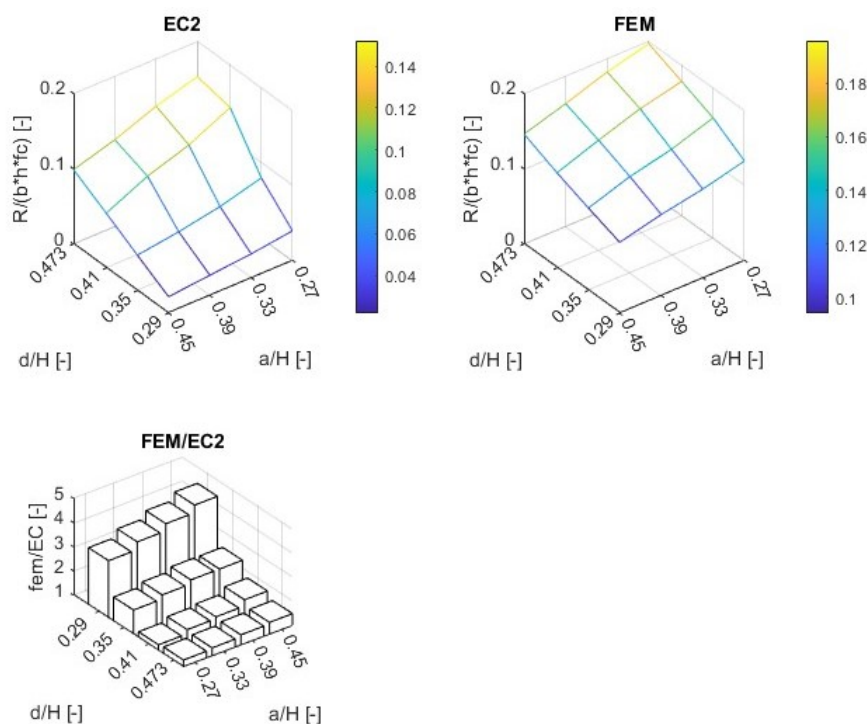


Figura 7.4- Resistenza normalizzata da EC2 (in alto a sx), Resistenza normalizzata da analisi FEM (in alto a dx) e Rapporto tra risultati numerici e analitici (in basso)

Questa differenza è dovuta al coefficiente di riduzione della resistenza dei puntoni ν . Nella versione 2023 dell'EC2 è un valore variabile e dipende dall'angolo tra aste puntone e tirante. Al decrescere dell'altezza utile della risega si ha anche un'ampiezza minore dell'angolo ϑ_1 e quindi una riduzione di ν .

Si esegue un confronto tra versione dell'Eurocodice2 2023 [17] con quella emanata nel 2004 [14]. In quest'ultima versione la riduzione di resistenza delle aste compresse dipende da un parametro ν costante. Questo può assumere valore unitario in assenza di sforzi di trazioni ortogonali oppure, in caso contrario, il valore ottenuto da equazione (7.2.1).

$$\nu = 0.6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (7.2.1)$$

Si riportano in Figura 7.5 quanto ottenuto applicando la norma del 2004.

Dal confronto tra le due figure si nota come il grafico delle resistenze normalizzate determinato con EC2 2004 sia più uniforme nelle variazioni, non subisce infatti dei bruschi cambi di valore dovuti al parametro ν .

Il range di variazione del rapporto tra FEM e codice del 2023 è compreso tra 1.2 e 4.3 mentre quello riportato in Figura 7.5 varia tra 1.3 e 3.3.

L'aggiornamento proposto dalla normativa porta ad ottenere risultati simili per selle tozze, condizione più comune, e molto cautelativi per selle snelle.

In entrambi i casi si ottengono valori prossimi a quelli ottenuti con confronto di risultati sperimentali nel rispettivo range di geometria.

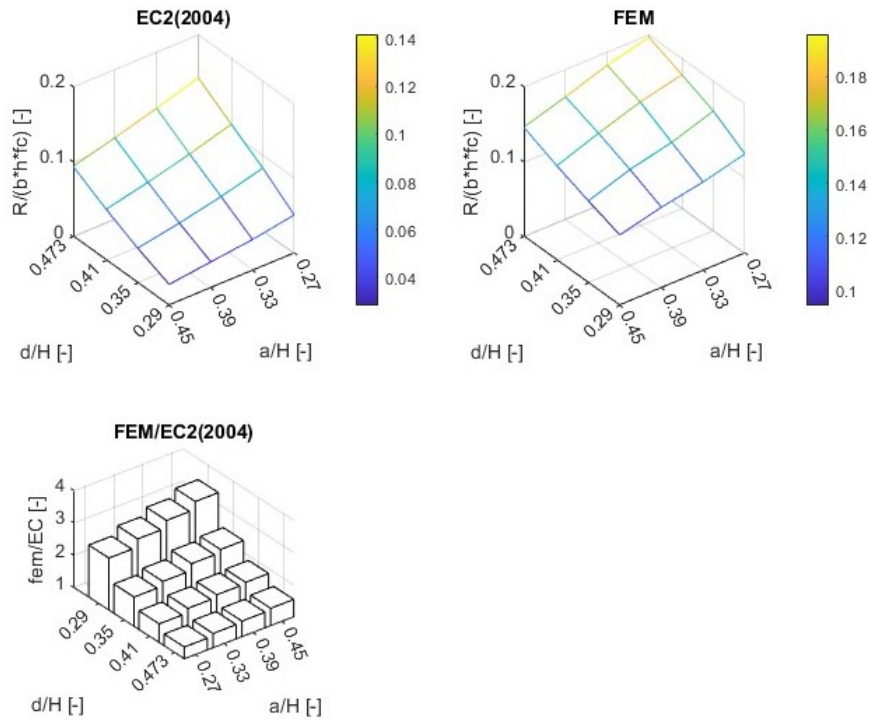


Figura 7.5- Resistenza normalizzata da EC2 2004 (in alto a sx), Resistenza normalizzata da analisi FEM (in alto a dx) e Rapporto tra risultati numerici e analitici (in basso)

7.2.2 Modello B

Il traliccio equivalente B prevede un tirante diagonale costituito da A_{sd} . Nel modello numerico sono state rimosse quindi le posizioni A_s e A_{sh} e le barre presenti nella zona della risega. Un'armatura di questo tipo non può essere utilizzata nelle applicazioni pratiche in quanto restano importanti porzioni di calcestruzzo non armato e con impossibilità di posizionare staffe nella risega. Il presente esempio ha quindi solamente la funzione di confrontare i risultati numerici con quelli analitici.

L'unico parametro variabile è l'altezza utile della risega, si riportano in Figura 7.6 la geometria della sella tozza (a sinistra) e di quella snella (a destra).

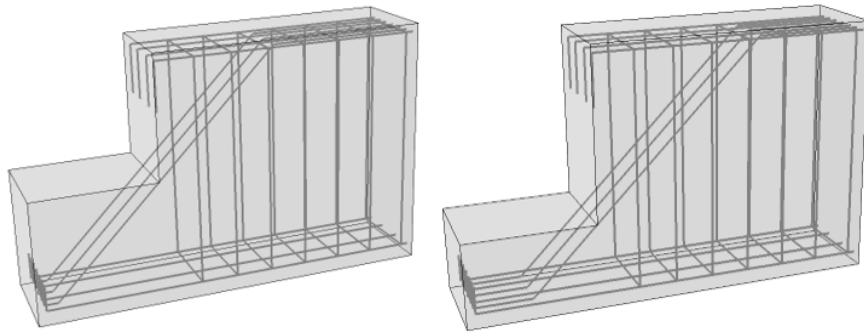


Figura 7.6- Modelli limite dello studio parametrico, mensola tozza a sinistra e mensola snella a destra

La resistenza determinata con Eurocodice 2023 è vincolata dalla resistenza del puntone C2' per rapporti d/H ridotti mentre, per selle più tozze, la rottura avviene per superamento della f_y delle barre A_{sd} .

Dalla versione precedente della norma invece si ottengono valori più cautelativi per rapporti d/H elevati, con rottura del puntone C3'. Tale differenza è dovuta al fattore di riduzione ν . Nella versione più recente l'angolo tra puntone e tirante è ampio, quindi la riduzione di resistenza è limitata. Nella pubblicazione del 2004 la presenza di tensioni ortogonali all'asta C3' impongono un calo della resistenza a compressione più stringente.

Nei modelli numerici l'analisi è stata arrestata per rottura lato calcestruzzo per selle tozze (d/H pari a 0.473 e 0.41) e per superamento della deformazione ultima nelle barre A_{sd} nei restanti casi.

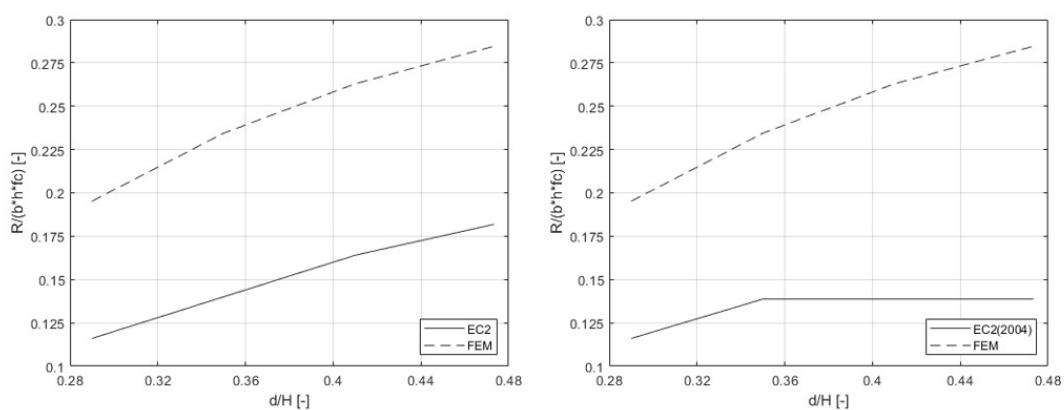


Figura 7.7- Confronto resistenze normalizzate, EC2 2023 (a sinistra) e EC2 2004 (a destra)

La resistenza determinata con modello numerico è superiore del 50%-60% rispetto a quanto ottenuto con EC 2023. La versione precedente invece risulta più cautelativa per parametro

d/H superiore a 0.36 con un rapporto tra risultato numerico e analitico che raggiunge anche un valore pari a 2 per $d/H=0.473$.

7.3 ACI318

In modo analogo a quanto eseguito per la normativa Eurocodice2, si esegue un confronto tra risultati numerici e analitici ottenuti con ACI318 [15]. Le verifiche sono state eseguite in accordo con quanto riportato al capitolo 4.6. In questo paragrafo non verranno ripetute le caratteristiche geometriche dei modelli e il commento del risultato ottenuto mediante FEM in quanto sono i medesimi del precedente paragrafo.

I valori numerici dello studio parametrico sono indicati nell'Allegato 3.

7.3.1 Modello A

In Figura 7.8 sono rappresentati gli andamenti delle resistenze normalizzate in funzione della geometria della sella e il rapporto tra resistenze, una determinata tramite analisi agli elementi finiti e l'altra da ACI318. Nel grafico di confronto tra i due metodi utilizzati, l'orientamento degli assi è stato variato per semplificare la lettura dei dati.

Focalizzando l'attenzione sul grafico a colonne, si nota come il metodo proposto dalla normativa sia maggiormente cautelativo nelle condizioni sfavorevoli, quindi per selle snelle e in particolare in presenza di una risega con altezza limitata. Infatti per $d/H=0.29$ la resistenza della sella determinata in Abaqus risulta maggiore dal 60% al 100% a quella ottenuta con modello tirante-puntone.

Nelle condizioni più comunemente impiegate nella pratica, d/H superiore a 0.4 e a/H inferiore a 0.35, il rapporto è circa costante e pari a 1.3. I risultati così ottenuti sono allineati a quanto determinato dall'analisi dei campioni utilizzati per i test sperimentali con norma ACI, paragrafo 4.3.

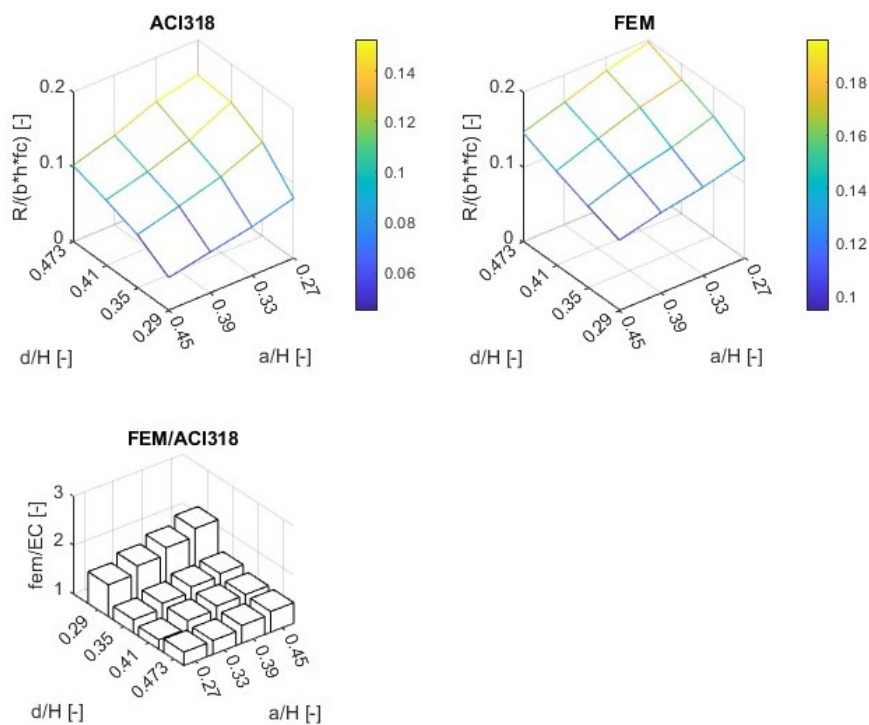


Figura 7.8- Resistenza normalizzata da ACI (in alto a sx), Resistenza normalizzata da analisi FEM (in alto a dx) e Rapporto tra risultati numerici e analitici (in basso)

7.3.2 Modello B

La resistenza del meccanismo resistente B, determinata secondo le disposizioni della norma ACI318, è limitata dalla capacità del puntone di confine C2' per quasi tutte le configurazioni geometriche studiate. Solamente in campioni con rapporto d/H superiore a 0.46 presentano il tirante TD come asta debole.

Il calcolo della capacità portante della sella ottenuta con analisi agli elementi finiti fornisce un valore superiore di circa il 60%. Tale differenza tra i due metodi si mantiene quasi perfettamente costante per tutto il campo di variazione dell'altezza utile.

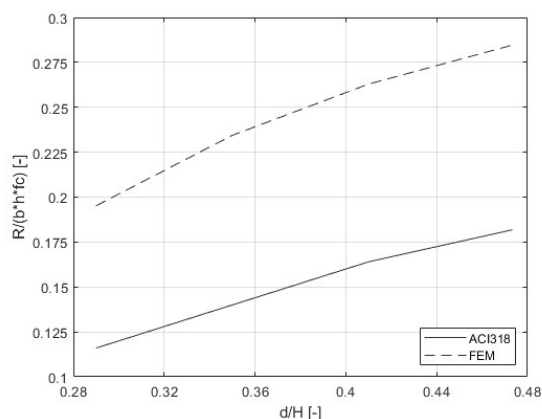


Figura 7.9- Confronto resistenze normalizzate

7.4 PCI 7th

Viene eseguito un confronto tra risultati numerici e analitici ottenuti con PCI 7th [18]. I meccanismi resistenti studiati sono quelli indicati al capitolo 3.4, non si considera una rottura per il meccanismo 5 in quanto si opera in ipotesi di aderenza perfetta tra barre e calcestruzzo.

Si riporta solamente la rappresentazione grafica dei risultati ottenuti, si rimanda all'Allegato 3 per visionare i risultati numerici.

Il modello di riferimento in questo paragrafo è completo di tutte le posizioni di armatura elencate in Tabella 4.7. Possono essere riscontrate due differenze rispetto al campione analizzato con metodo STM. La sella analizzata con codice PCI presenta le barre diagonali A_{sd} e un ridotto rapporto di armatura A_{sh} , pari allo 0.15%.

Anche in questo caso sono state individuate 16 configurazioni che permettono di valutare l'influenza della geometria nella resistenza dell'elemento. Si riportano in Figura 7.10 le due geometrie limite, a sinistra la sella tozza ($d/H=0.473$ e $a/H=0.27$) e a destra quella snella ($d/H=0.29$ e $a/H=0.45$)

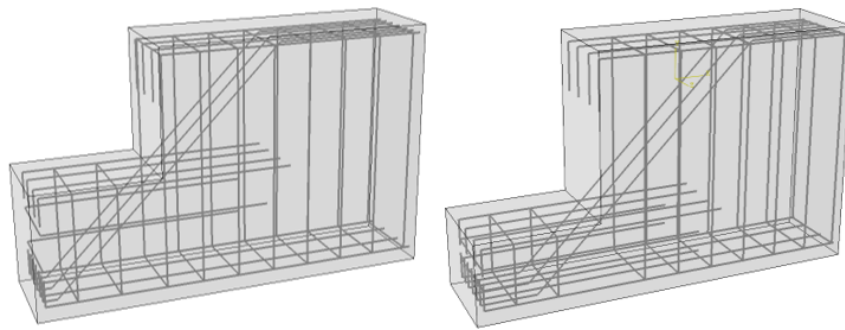


Figura 7.10- Modelli limite dello studio parametrico, mensola tozza a sinistra e mensola snella a destra

Lo studio parametrico della sella effettuato secondo le indicazioni PCI ha evidenziato un limite di resistenza dell'elemento dipendente dal meccanismo 1 e dal meccanismo 4. La prima tipologia di rottura è stata ottenuta nei campioni con ridotta altezza utile di sezione d , mentre la seconda nei restanti casi.

Nel modello numerico invece le analisi sono state interrotte per superamento della resistenza delle barre A_{sd} e delle staffe A_{sh} , quindi posizioni di armature relative al meccanismo 3.

Si è notata una relazione tra snellezza della sella e tensioni agenti sulle armature. Negli elementi tozzi infatti la rottura è dovuta ad una deformazione di A_{sh} maggiore di ϵ_u .

All'aumentare della snellezza dell'elemento si è evidenziato un aumento delle tensioni, e quindi deformazioni, delle barre diagonali, fino a diventare meccanismo critico nelle selle con luce di taglio elevata.

Il rapporto tra risultati numerici e risultati analitici, dimostra come il codice sia particolarmente cautelativo. Il rapporto minimo ottenuto è pari a 2.3, raggiungendo quota 3.8 nell'elemento con d/H minima e a/H massima (Figura 7.11).

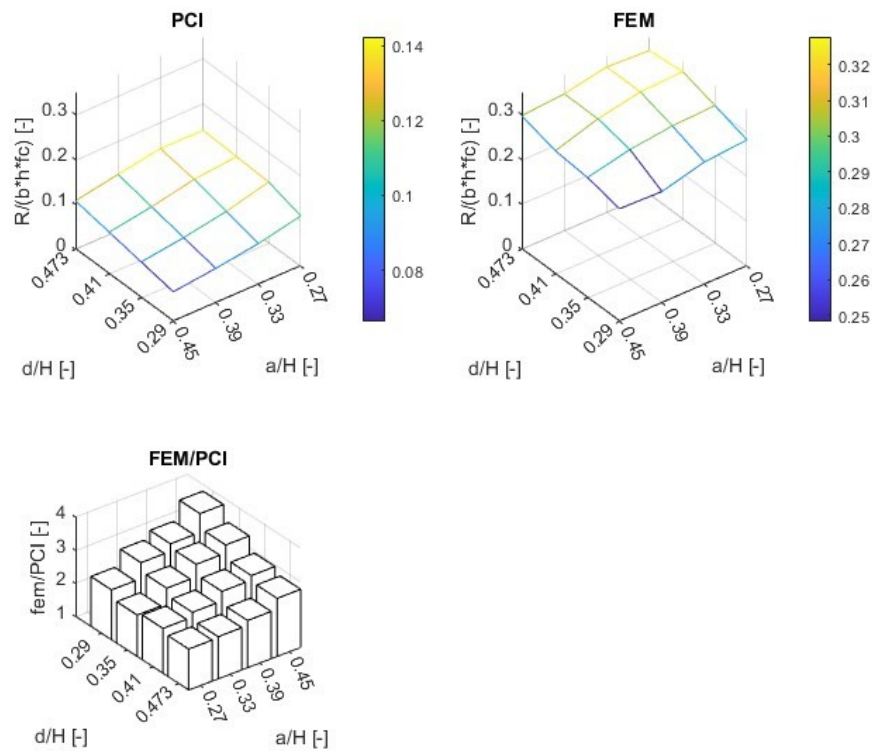


Figura 7.11- Resistenza normalizzata da PCI 7th (in alto a sx), Resistenza normalizzata da analisi FEM (in alto a dx) e Rapporto tra risultati numerici e analitici (in basso)

I risultati precedentemente illustrati discordano da quanto ottenuto nel confronto tra test sperimentali e codice, determinati nel capitolo 4.4. In tal caso la resistenza determinata tramite codice risultava pari a circa il 62% di quella sperimentale. Dai risultati in Figura 7.11 invece si evidenzia come la capacità stimata con PCI vari tra il 45% e il 25% di quella numerica.

Vengono quindi studiati i modelli privi di armatura A_{sd} , campioni utilizzati per il confronto con normative EC2 e ACI, Figura 7.12.

In questo caso il metodo proposto in normativa sottostima la resistenza del 30% circa, valore che circa costante per tutte le configurazioni geometriche studiate. Il rapporto tra valori numerici e sperimentali infatti presenta un range di variazione molto ristretto, con valore estremi pari a 1.2 e 1.4 circa.

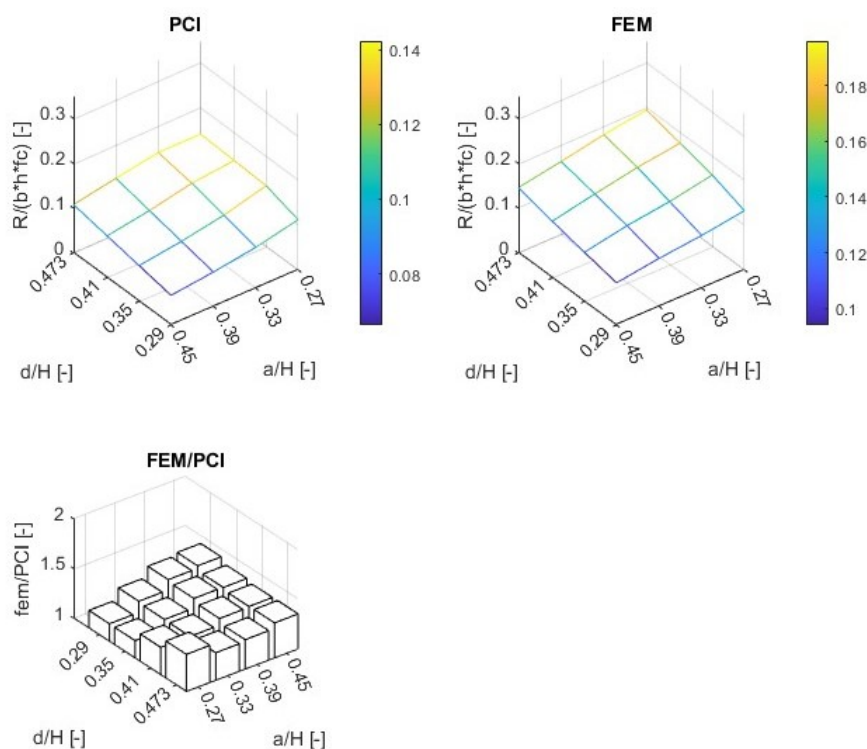


Figura 7.12- Resistenza normalizzata da PCI 7th (in alto a sx), Resistenza normalizzata da analisi FEM (in alto a dx) e Rapporto tra risultati numerici e analitici (in basso) – Modello senza Asd

7.5 Confronto dei risultati ottenuti con le diverse normative

Si richiamano ora i risultati ottenuti applicando le disposizioni delle diverse normative con l'obiettivo di analizzarne le principali differenze.

Si studia inizialmente il caso di sella Gerber priva di armatura diagonale. La verifica viene eseguita con Modello A per Eurocodice2 in entrambe le versioni e per la normativa ACI, il codice PCI invece non considera variazioni per questa configurazione di armatura.

Si riportano in Figura 7.13 i rapporti tra resistenza numerica e analitica ottenuti applicando i diversi codici, in funzione della geometria della sella. Tutte e quattro le norme ottengono risultati paragonabili per i valori di altezza utile e luce di taglio più comunemente osservabili nelle strutture esistenti, quindi per d/H superiore a 0.4 e a/H inferiore a 0.35. In questa zona le simulazioni numeriche sovrastimano del 25-30% circa i valori analitici.

Solamente la versione 2004 dell'Eurocodice è più cautelativa, con un rapporto compreso tra 1.3 e 1.7. Se si considera invece l'intero campo riportato in figura si nota come il codice

PCI definisca una resistenza con una scarsa dipendenza dalla geometria dell'elemento, con valore numerico maggiore al massimo del 42% rispetto a quello da norma.

L'Eurocodice propone delle verifiche molto cautelative negli elementi con altezza utile di sezione inferiore ad un terzo dell'intera altezza della trave. Per queste selle la versione del 2023, attualmente in vigore, sottostima la capacità ultima dell'elemento anche del 75% (campione $d/H=0.29$ e $a/H=0.45$). Non si denotano differenze notevoli con la versione precedente se non per i quattro campioni con $d/H=0.29$. Infine la norma ACI propone un metodo che determina risultati intermedi tra quelli precedentemente illustrati. In presenza di selle snelle si è ottenuto un rapporto massimo prossimo a 2.

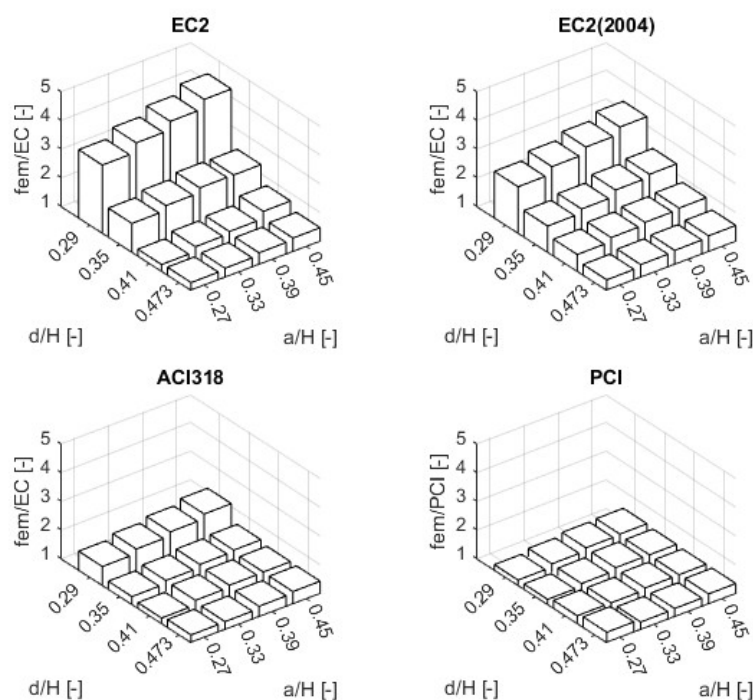


Figura 7.13- Confronto dei rapporti tra resistenza numerica e analitica

Non si richiamo i risultati relativi al modello B del metodo di verifica tirante-puntone in quanto Eurocodice 2023 e ACI ottengono resistenze quasi identiche. L'unica differenza è riscontrabile tra con l'EC2 emanato nel 2004, confronto già analizzato al paragrafo 7.2.2. Interessante è infine lo studio della norma PCI. Alla luce dei risultati ottenuti è possibile affermare che questo codice sia stato ottimizzato sulle selle in assenza di barre diagonali. Come si può vedere in Figura 7.14, la norma risulta molto cautelativa per gli elementi con A_{sd} , il rapporto tra capacità numerica e analitica è infatti compreso tra 2.2 e 3.8.

Applicandola invece alle selle senza questa posizione di armatura il range di variazione molto ristretto, valore minimo 1.1 e massimo 1.4 circa. Oltre alla differenza importante di risultato si denota anche una maggiore dipendenza dalla geometria dell'elemento se presenti le barre A_{sd} .

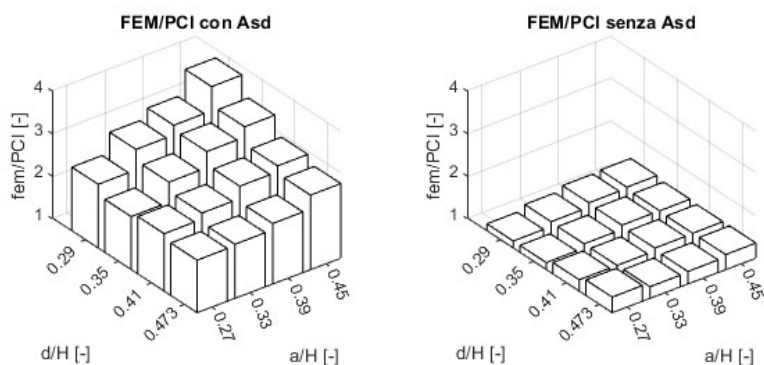


Figura 7.14- Confronto tra capacità ultima della sella con e senza armatura diagonale

Si è infine effettuata una verifica dei campioni studiati con PCI, che comprendono le barre diagonali, sommando le resistenze dei tralicci A e B ottenute con EC e ACI. Le resistenze così ottenute sono confrontabili con quanto riportato in Figura 7.11. I dati non vengono riportati in quanto dallo studio dei campioni con armatura diagonale del capitolo 4.1, si sono evidenziate alcune criticità nelle verifiche eseguite con EC e ACI. In presenza di armature bilanciate nei due tralicci resistenti, la somma delle resistenze del modello A e B può portare a sovrastimare la capacità portante della sella. In assenza di ulteriori dati su cui validare queste osservazioni, non risulta possibile definire una regola di tipo generale o indicazioni pratiche da utilizzare in fase di verifica.

Alcuni autori ritengono più cautelativo considerare la resistenza doppia del traliccio meno resistente. Una valida alternativa è considerare una geometria di traliccio che consideri tutte le armature presenti. In tali casi l'utilizzo di un modello numerico di confronto può permettere di evitare la nascita di macro errori di stima.

8 Effetto della corrosione su capacità e duttilità della sella

Oggetto di studio in questo paragrafo è la variazione della capacità ultima della sella a seguito dell'insorgere della corrosione.

La stima della resistenza del campione è eseguita in ambiente FEM attraverso il software di calcolo Abaqus.

Il quadro evolutivo del fenomeno di degrado è stato stimato qualitativamente sulla base di situazioni rilevate in opere esistenti.

8.1 Descrizione del caso studio

La sella analizzata è uno dei 16 campioni studiati nel capitolo 7 con normativa PCI, con alcune variazioni sull'armatura. Il campione in esame ha altezza totale di sezione pari a 1000mm e base 400mm. L'altezza nella zona della risega è 500mm, la quale si estende per una lunghezza di 500mm.

L'altezza utile d è 473mm e la luce di taglio 330mm, quindi campione con $d/H=0.473$ e $a/H=0.33$.

La superficie di carico è centrata nella risega ed ha dimensioni 330x400mm.

In questo caso studio sono state considerate tutte le posizioni di armatura elencate in questo elaborato. Le aree di sezione delle barre sono indicate come rapporto geometrico in funzione dell'area della risega, 500x400mm.

L'armatura superiore A_s è presente con $\rho_{A_s}=0.8\%$, le staffe a taglio A_{sh} con $\rho_{A_{sh}}=0.5\%$ e barre diagonali A_{sd} con $\rho_{A_{sd}}=1.5\%$. Nella porzione di trave con sezione ridotta trovano posto due staffe verticali A_v , con rapporto di sezione $\rho_{A_v}=0.25\%$ ciascuna, e due barre piegate ad

U posizionate orizzontalmente, A_h , con $\rho_{Ah}=0.2\%$ ciascuna. Le staffe A_v si trovano a 165mm dall'estremità della trave e dalla sezione di cambio altezza. Le barre A_h invece dividono l'altezza utile d in tre porzioni uguali.

Infine ci sono le armature base della trave che si estendono per tutta la sua lunghezza, quelle superiori con $\rho=1.7\%$ e quelle inferiori con $\rho=1.2\%$.

Infine la staffatura nella regione B ha sezione $\rho=0.6\%$ per ogni elemento con passo costante e pari a 150mm.

Il copriferro, misurato dall'asse della barra, è 40mm. L'unica eccezione riguarda A_s in cui la distanza tra asse geometrico e superficie superiore della risega è 27mm.

Le aree indicate per le diverse posizioni sono state determinate per evitare che insorga una rottura nella regione B e a causa delle armature che non intervengono nel meccanismo resistente della sella.

Il calcestruzzo considerato appartiene alla classe di resistenza C35/45 e le barre sono di tipologia B450C.

8.2 Modellazione del degrado per corrosione

L'evoluzione del fenomeno corrosivo è stata determinata qualitativamente sulla base dei report disponibili in letteratura riguardanti indagini eseguite su opere esistenti. L'utilizzo di un modello di previsione del degrado dovuto ad attacco di cloruri può risultare lontano dalla situazione reale in quanto non considera la presenza di fessure, fenomeno invece molto diffuso in elementi come quello analizzato.

Una delle principali cause che portano all'insorgere di fenomeni di degrado accentuati nelle selle Gerber è la percolazione di acque meteoriche attraverso il giunto di dilatazione danneggiato. Questo elemento è dotato di una membrana flessibile che raccoglie e drena le acque piovane e le allontana dall'impalcato. Nel tempo può deteriorarsi e venir meno a questo compito. Tale problema assume un'importanza ancora maggiore durante i mesi invernali poiché sulla superficie stradale vengono distribuiti sali antigelo, i cloruri infatti provocano una corrosione per pit che si propaga molto velocemente.

L'acqua che filtra attraverso il giunto danneggiato bagna sia la sella supportata sia quella di supporto, accumulandosi nella zona piatta della risega di quest'ultima. Se si considera poi la presenza di fessure nell'elemento si ha una maggiore rapidità di penetrazione degli agenti

degradanti nel calcestruzzo. Per tale motivo nella quasi totalità dei report analizzati l'elemento che presenta una corrosione più sviluppata è la sella di supporto, in particolare nella zona di cambio sezione. Segue a questa problematica anche il danneggiamento dei meccanismi di appoggio situati tra le travi.

Per le motivazioni precedentemente illustrate, nel caso studio si è considerata una corrosione che si origina nella zona di cambio altezza dell'elemento. La perdita di sezione massima delle barre è pari al 20%.

Sono stati studiate 8 condizioni dello stesso campione. Sette di queste analisi sono state eseguite su condizioni comprese tra lo 0% e il 15% di perdita di area di barra con discretizzazione 2.5%. Un ultimo modello è stato infine creato per la condizione limite. Sulla base delle indicazioni riportate nelle Linee Guida FABRE [8] non è stato considerato il contributo a compressione del copriferro in presenza di una penetrazione dell'attacco corrosivo sulla barra superiore a 0.4mm. In funzione dei diametri utilizzati per le diverse posizioni di armatura, è stato rimosso il copriferro superiore nei campioni con perdita di sezione 7.5 e 10%. A questa condizione è stato poi rimosso anche il copriferro laterale nella risega a seguito del degrado delle barre A_v e A_h per corrosione massima superiore al 12.5%, solamente nell'ultimo campione è stato eliminato anche il copriferro inferiore. Si riportano in Figura 8.1 le otto situazioni studiate.

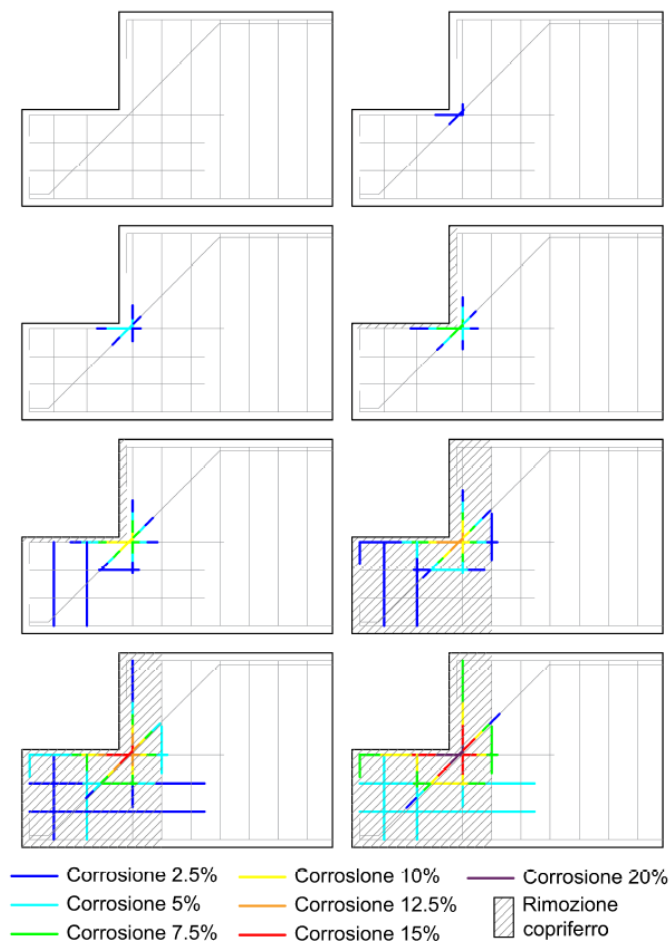


Figura 8.1- Evoluzione del fenomeno di degrado per corrosione

8.3 Modellazione FEM della sella

Il modello creato ha una lunghezza totale di 1600mm, comprende solamente una piccola zona di regione B. Tale scelta ha permesso di concentrare l'attenzione sulla zona interessata e limitare il costo computazionale dell'analisi.

In modo analogo a quanto eseguito durante la validazione, il calcestruzzo è stato modellato con elementi tridimensionali mentre per l'armatura sono stati utilizzati elementi truss.

Il calcestruzzo, di classe C35/45, presenta il medesimo legame costitutivo rappresentato in Figura 7.1.

La corrosione è stata considerata come riduzione di area resistente della barra, modifica delle caratteristiche meccaniche dell'acciaio e perdita del contributo resistente del calcestruzzo fessurato. La variazione delle proprietà meccaniche dell'acciaio colpisce le

tensioni di snervamento e di rottura e la deformazione ultima. È stato adottato il modello di Andrade, equazioni (8.3.1) - (8.3.3).

$$f_y = (1 - 1.5 \cdot Q_{corr}) \cdot f_{y0} \quad (8.3.1)$$

$$f_u = (1 - 1.3 \cdot Q_{corr}) \cdot f_{u0} \quad (8.3.2)$$

$$\varepsilon_u = (1 - 1.7 \cdot Q_{corr}) \cdot \varepsilon_0 \quad (8.3.3)$$

Nelle formulazioni si riporta la perdita di sezione in percentuale.

Si indicano in Figura 8.2 le curve utilizzate nel software Abaqus per i diversi livelli di corrosione della barra.

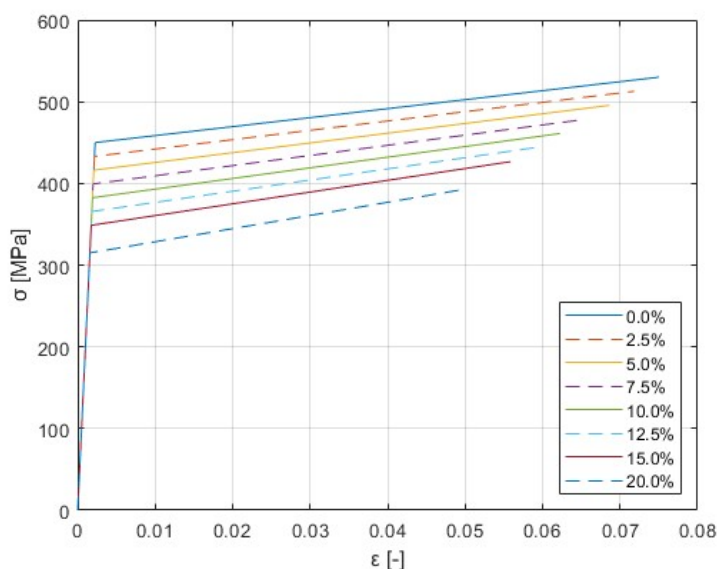


Figura 8.2- Legame σ - ε per l'acciaio in funzione della perdita di sezione

Il carico esterno è stato applicato come pressione sulla superficie di appoggio della risega.

8.4 Risultati

I risultati di interesse in questo studio sono la capacità ultima e la duttilità della sella, in particolare la loro variazione in funzione del livello di degrado presente.

La prima grandezza è letta direttamente nel software come reazione vincolare verticale. Per definire la duttilità invece è stato considerato lo spostamento verticale nel punto centrale della superficie di carico, punto situato a 250mm dal cambio sezione della trave. Le analisi sono state interrotte nell'istante in cui un'armatura o il calcestruzzo superano la massima deformazione ammessa.

Si riportano in Figura 8.3 le curve forza-spostamento ottenute dall'analisi numerica per i diversi gradi di degrado analizzati. Le curve indicate in figura hanno un andamento trilineare. Il primo tratto, che si estende fino ad un carico di 300kN circa, rappresenta la fase con sezione completamente reagente. Una volta creatasi la prima fessura si ha una riduzione di rigidità, visibile come un cambio di pendenza della curva. Queste due prime parti di grafico combaciano quasi perfettamente per tutti i campioni studiati. Ciò che differenzia i diversi livelli di degrado è il carico che provoca lo snervamento delle armature e l'estensione del tratto plastico di curva.

Il campione che non presenta corrosione è arrivato a rottura per superamento della resistenza a compressione del calcestruzzo a 2348.8 kN. Lo spostamento ultimo rilevato è 91mm circa. La curva R-U di questo elemento ha uno sviluppo quasi uguale a quelle dei modelli con corrosione pari a 2.5% e 5%. La principale differenza è lo spostamento al quale avviene la rottura.

Un primo effetto importante dovuto alla corrosione può essere individuato nella coppia di selle con perdita massima di sezione di barra del 7.5% e 10%. In questi modelli infatti è stato rimosso il copriferro superiore nella zona della risega provocando uno snervamento delle barre per un carico minore. Si nota inoltre come il tratto plastico sia comunque parallelo ai campioni meno degradati ma con un offset verso il basso.

Stessa considerazione, anche se molto più evidente, può essere eseguita sulla terzultima e penultima sella. Non considerare il contributo del copriferro laterale della regione D provoca l'eliminazione di una porzione di calcestruzzo che resiste a compressione. Ciò porta alla nascita di un importante gap tra le curve con una conseguente riduzione notevole del carico massimo e dello spostamento ultimo sopportabili dall'elemento.

Infine il campione con corrosione massima al 20% presenta una forza massima applicabile di 1600kN, valore inferiore di oltre il 30% rispetto alla condizione iniziale. Lo spostamento ultimo invece subisce una riduzione ancora più accentuata con valore ottenuto di 22.9mm, pari a circa il 25% del valore originale.

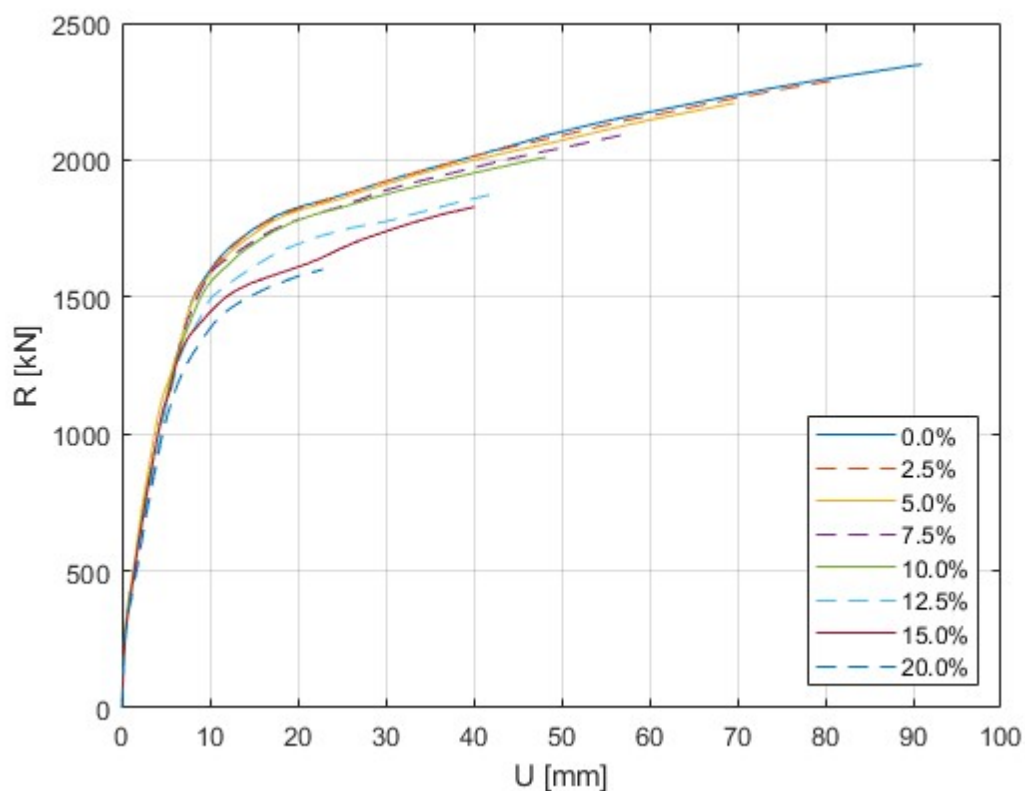


Figura 8.3- Curve Forza-Spostamento in funzione dell'evoluzione del degrado

Si richiamano in Tabella 8.1 il valore ultimo di resistenza della sella e spostamento del punto di controllo per i diversi valori di perdita di sezione analizzati. È inoltre indicata anche la variazione percentuale di questi due parametri rispetto al rispettivo valore iniziale.

Tabella 8.1- Valori numerici ottenuti e variazioni rispetto al valore con $Q_{corr}=0\%$

Qcorr	U [mm]	R [kN]	ΔU	ΔR
0.0%	90.96	2348.76	0.0%	0.0%
2.5%	80.58	2288.42	11.4%	2.6%
5.0%	69.69	2207.37	23.4%	6.0%
7.5%	57.70	2097.70	36.6%	10.7%
10.0%	48.23	2010.04	47.0%	14.4%
12.5%	42.86	1879.09	52.9%	20.0%
15.0%	40.08	1828.45	55.9%	22.2%
20.0%	22.87	1600.51	74.9%	31.9%

La capacità dell'elemento è funzione della resistenza a rottura delle barre f_u , infatti in tutti i modelli si è ottenuta una rottura per raggiungimento della deformazione limite nelle barre A_{sd} o A_{sh} .

Il parametro f_u è legato alla perdita di sezione Q_{corr} attraverso un coefficiente riduttivo 1.3 per il modello sviluppato da Andrade.

Se si plotta la differenza di resistenza ΔR in funzione di Q_{corr} si ottiene una relazione di tipo lineare con equazione che ne rappresenta la linea di tendenza:

$$\Delta R = 1.6175 \cdot Q_{corr} - 0.012 \quad (8.4.1)$$

Si ha quindi un calo di capacità portante della sella superiore del 25% rispetto alla riduzione di f_u dell'acciaio. Questo aspetto è conseguenza della riduzione della sezione resistente di calcestruzzo, fino alla rimozione del copriferro la resistenza segue un andamento con riduzione quasi identica alla riduzione di f_u .

Poiché la rottura è avvenuta lato acciaio in tutti i campioni, lo spostamento U è funzione della deformazione massima ϵ_u .

Il parametro ϵ_u è legato alla perdita di sezione Q_{corr} attraverso un coefficiente riduttivo 1.7.

Plottando la differenza di spostamento ΔU in funzione di Q_{corr} si ottiene un andamento lineare la cui linea di tendenza può essere individuata con la seguente relazione:

$$\Delta U = 3.6882 \cdot Q_{corr} + 0.0433 \quad (8.4.2)$$

Si ha quindi un abbattimento dello spostamento a rottura superiore ad oltre il doppio rispetto alla riduzione di ϵ_u dell'acciaio.

Alla luce dei risultati precedentemente illustrati è possibile affermare che il degrado di corrosione influisce maggiormente sulla duttilità dell'elemento, pur essendo importante anche la riduzione di capacità portante della sella.

9 Conclusioni

Il patrimonio infrastrutturale italiano ha visto un importante sviluppo nella seconda metà del secolo scorso e si sta avviando verso il proprio fine vita. La sfida attuale è quella di valutarne la sicurezza, programmando indagini ed interventi volti a mantenerne la funzionalità e l'integrità strutturale. Tutto ciò si scontra con la disponibilità ridotta di risorse economiche e umane.

Per tale motivo sono nate le Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio di ponti esistenti.

L'obiettivo di tale testo è definire una gerarchia di attenzione e necessità di intervento basata sulle condizioni strutturali dell'opera.

Il presente elaborato studia il problema relativo alle selle Gerber, elemento largamente utilizzato nel territorio nazionale dagli anni '60 in poi. Le linee Guida lo identificano come elemento critico particolarmente suscettibile a degrado, una sua rottura provoca il collasso dell'intero impalcato, non garantisce alcuna riserva di resistenza.

L'obiettivo della tesi è quello di analizzare i modelli di verifica proposti dalle diverse normative di riferimento, confrontandone le procedure e i risultati ottenuti. Si è posta particolare attenzione al metodo tirante-puntone indicato nell'Eurocodice e nella norma ACI, dalla definizione della geometria del traliccio al calcolo della capacità resistente della sella. Si è inoltre riportato il metodo proposto dal PCI, che considera 5 possibili meccanismi di collasso legati a questa tipologia strutturale.

La disponibilità di risultati sperimentali ha permesso di determinare con quale grado di sicurezza le normative stimano la capacità ultima. Alla luce di quanto ottenuto è possibile affermare che i codici portano mediamente a risultati confrontabili. La norma ACI sottostima la resistenza del 36% mentre l'Eurocodice2 e PCI del 34% e 38%

rispettivamente. I valori ottenuti con quest'ultimo approccio presentano però una maggiore dispersione e nel 10% dei casi il taglio massimo applicabile è stato sovrastimato. Valori decisamente più cautelativi per le verifiche eseguite con metodi STM in cui tale valore si ferma al 3% circa.

Dallo studio parametrico eseguito con i tre codici è emerso che tutti sono fortemente influenzati dall'armatura a taglio A_{sh} . Una quantità limitata di questa posizione di armatura condiziona la resistenza della sella in ogni configurazione geometrica. Una differenza tra le due metodologie di verifica è l'effetto della classe di resistenza del calcestruzzo, parametro che governa la resistenza nelle selle con altezza utile d ridotta in EC e ACI, mentre influisce in modo nettamente inferiore nei meccanismi PCI.

Tali metodi di verifica sono stati studiati mediante modellazione FEM. I legami costitutivi, i metodi di applicazione del carico e i modelli di degrado sono stati validati su dati sperimentali. Mediamente si è ottenuta una sovrastima in ambiente numerico pari al 6% rispetto al valore osservato sperimentalmente. L'incertezza di modello può essere ridotta incrementando la conoscenza dei parametri che caratterizzano il comportamento non lineare dei materiali, i cui risultati sperimentali non erano disponibili per i casi studio analizzati. Nonostante ciò, i modelli riescono a simulare correttamente il comportamento dell'elemento e le deformazioni che subisce durante il test.

Oggetto di studio dell'elaborato è stato poi il confronto della resistenza ottenuta con verifiche numeriche e analitiche. Nelle configurazioni geometriche più comuni tutte le normative sottostimano la capacità del 30%-35% circa, risultando pertanto ampiamente conservativi. I diversi approcci portano a valori molto diversi ed estremamente cautelativi in presenza di selle snelle, in questi casi EC2 (2023) stima una resistenza pari al 23% di quella numerica, EC2 (2004) al 30% e ACI al 47%. Il PCI invece presenta una variabilità dei risultati minori in funzione della geometria, con stime comprese tra il 72% e l'85%, con valori meno cautelativi per le configurazioni più critiche.

Ultimo argomento di analisi è stato l'influenza del degrado per corrosione su resistenza e duttilità della sella Gerber. L'evoluzione del fenomeno è stata valutata attraverso analisi numeriche sulla base di dati ottenuti da indagini reali. Modellando la sola perdita di sezione e la variazione delle proprietà meccaniche dell'acciaio, la resistenza dell'elemento subisce variazioni di resistenza e spostamento proporzionali alle riduzioni di tensione ultima e di deformazione dell'acciaio rispettivamente. Introducendo anche le variazioni di

comportamento del calcestruzzo, la riduzione di resistenza è il 30% maggiore rispetto al calo di f_u , mentre lo spostamento al collasso è pari alla metà di quello stimato con sola variazione di sezione e proprietà meccaniche delle barre.

Nonostante questo argomento sia divenuto di primario interesse negli ultimi anni e numerose ricerche siano state eseguite su questa tematica, restano numerosi aspetti che meritano di essere approfonditi.

Tra questi sicuramente può essere individuata una linea guida sulle tipologie, posizione e numero di indagini da eseguire su un elemento che, per via della propria configurazione, è difficilmente accessibile e analizzabile con le comuni tecniche.

Tutte le verifiche eseguite in questo elaborato, e nei principali riferimenti disponibili in letteratura, si basano sull'ipotesi di aderenza perfetta tra barra e calcestruzzo. Tale ipotesi considera che la perdita di aderenza sia trascurabile in presenza di ancoraggio tramite barre piegate. Interessante potrebbe risultare uno studio che vada a validare tale considerazione.

Infine un ultimo aspetto di interesse pratico è la definizione di alcuni parametri che permettano di stabilire una gerarchia di indagine e intervento. Poiché le Linee Guida indicano tutte le selle con difetti o degrado visibili come elementi su cui porre la massima attenzione, risulterebbe utile per gli enti gestori poter definire un ordine interno a questa categoria che permetta di indirizzare con maggiore efficacia e tempestività le risorse sugli elementi più vulnerabili.

10 Bibliografia

- [1] R. Pefano, «Gestione dei ponti esistenti: il quadro normativo italiano e il confronto con alcune normative internazionali,» *INGENIO*, 2021.
- [2] Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti., Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2020.
- [3] P. Desnerck, J. M. Lees e C. T. Morley, «Impact of the reinforcement layout on the load capacity of reinforced concrete half-joints,» *Engineering structures*, vol. 127, pp. 227-239, 2016.
- [4] F. Di Carlo, A. Meda, F. Molaioni e Z. Rinaldi, «Experimental evaluation of the corrosion influence on the structural response of Gerber half-joints,» *Engineering Structures*, 2023.
- [5] M. Colombo, P. Martinelli, D. Coronelli e M. Di Prisco, «Le cause tecniche del crollo del cavalcavia di Annone».
- [6] M. F. Granata, L. La Mendola, D. Messina e A. Recupero, «Degradation and rehabilitation of Gerber saddles of concrete bridges,» in *Il calcestruzzo nella transizione ecologica*, 2022.
- [7] I. Giannetti e S. Mornati, «"Elementi critici" dei ponti in cemento armato: le selle Gerber, storia e degrado,» 2022.

- [8] *Ispezioni speciali su selle Gerber di ponti esistenti in c.a. e c.a.p. ai sensi delle Linee Guida: la conoscenza e la verifica locale*, Consorzio Fabre, 2022.
- [9] *Circolare n.7 del 21/01/2019, Istruzioni per l'applicazione dello "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018*, Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, 2019.
- [10] J. Schlaich, K. Schäfer e M. Jennewein, «Toward a consistent design of structural concrete,» *PCI Journal*, vol. 32, n. 3, pp. 74-150, 1987.
- [11] D. Angotti e P. Spinelli, «Il metodo dell'abbattimento del modulo elastico per l'individuazione dei meccanismi tipo strut&tie in strutture in cemento armato: alcune riflessioni e esperienze,» in *Atti del workshop S&T-2001*, Firenze, 2001.
- [12] *Progettazione di strutture in calcestruzzo armato, Guida all'uso dell'Eurocodice2 con riferimento alle Norme tecniche D.M. 14.1.2008*, AICAP, 2008.
- [13] A. Harisis e M. Fardis, *Computer-aided automatic construction of Strut and Tie models*, IABSE Colloquium, 1991.
- [14] *BS EN 1992-1-1:2004, Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*, 2004.
- [15] *ACI 318-19, Building Code Requirements for Structural Concrete*, American Concrete Institute, 2019.
- [16] *CEB FIP Model Code 2010, volume 2*, CEB-FIP, 2010.
- [17] *BS EN 1992-1-1:2023. Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures*, 2023.
- [18] *PCI Design Handbook, precast and prestressed concrete, 7th edition*, Precast/Prestressed Concrete Institute, 2010.
- [19] *Special hybrid moment frames composed of discretely jointed precast and post-tensioned concrete members and commentary*, ACI Innovation Task Group 1, 2003.
- [20] D. F. Meinheit e J. O. Jirsa, «Shear strength of R/C beam-column connections,» *Journal of the Structural Division*, vol. 107, n. ST11, pp. 2227-2244, 1981.

- [21] F. J. Vecchio, E. C. Bentz e M. P. Collins, «Simplified modified compression field theory for calculatin shear strenght of reinforced concrete elements,» *ACI Structural Journal*, n. 103-S65, pp. 614-624, 2006.
- [22] F. J. Vecchio e M. P. Collins, «The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear,» *ACI Journal*, n. 83-22, pp. 219-231, 1986.
- [23] W.-Y. Lu, I.-J. Lin, S.-J. Hwang e o.-H. Lin, «Shear strength of high-strength concrete dapped-end beams,» *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, vol. 26, n. 5, pp. 671-680, 2003.
- [24] W.-Y. Lu, I.-J. Lin e H.-W. Yu, «Behaviour of reinforced concrete dapped-end beams,» *Magazine of Concrete Research*, vol. 64, pp. 793-805, 2012.
- [25] W.-Y. Lu, T.-C. Chen e I.-J. Lin, «Shear strength of reinforced concrete dapped-end beams with shear span-to-depth ratios larger than unity,» *Journal of Marine Science and Tecnology*, vol. 23, n. 4, pp. 431-442, 2015.
- [26] A. H. Mattock e T. C. Chan, «Design and behaviour of dapped-end beams,» *PCI Journal*, pp. 28-45, 1979.
- [27] M. Aswin, W. Teo, Z. I. Syed e M. s. Liew, «Prediction of failure loads of RC dapped-end beams,» *Applied Mechanics and Materials*, 2014.
- [28] M. Aswin, B. S. Mohammed, M. S. Liew e Z. I. Syed, *Shear failure of RC dapped-end beams*, Hindawi Publishing Corporation, 2015.
- [29] M. Aswin, B. S. Mohammed e M. S. Liew, «Prediction of failure load of RC and R-Ecc dapped-end beams,» *Case Studies in Construction Materials*, vol. 13, 2020.
- [30] S. Ahmad, A. Elahi, J. Hafeez, M. Fawad e Z. Ahsan, «Evaluation of the shear strength of dapped-end beam,» *Life Science Journal*, vol. 10, pp. 1038-1044, 2013.
- [31] Q. Wang, Z. Guo e P. C. Hoogenboom, «Experimental investigation on the shear capacity of RC dapped end beams and design raccomandations,» *Structural Engineering and Mechanics*, vol. 21, n. 2, pp. 221-235, 2005.

- [32] L. Bertolini, *Materiali da costruzione, Volume II - Degrado, prevenzione, diagnosi, restauro*, CittàStudi.
- [33] K. Tuutti, *Corrosion of steel in concrete*, CBI, 1982.
- [34] CEB-FIP Model Code for Service Life Design, 2006.
- [35] C. A. Apostolopoulos e V. G. Papadakis, «Consequences of steel corrosion on the ductility properties of reinforcement var,» in *Construction and Building Materials* 22, 2008, pp. 2316-2324.
- [36] O. E. Gjorv, *Durability design of concrete structures in severe environments*, CRC Press, 2014.
- [37] U. Angst, B. Elsener, C. K. Larsen e O. Vennesland, «Critical chloride content in reinforced concrete - A review,» in *Cement and Concrete Research* 39, 2009, pp. 1122-1138.
- [38] C. Andrade, J. A. Gonzales, C. Alonso e S. Feliu, «Comparison of rates of general corrosion and maximum pitting penetration on concrete embedded steel reinforcement,» in *Cem Concr Res*, 1995.
- [39] T. Liu e R. W. Weyers, «Modeling the dynamic corrosion process in chloride contaminated concrete structures,» in *Cem Concr Res*, 1998.
- [40] M. Vergani, «Modellazione del degrado di strutture in calcestruzzo armato soggette a corrosione».
- [41] D. Coronelli e P. Gambarova, «Structural assessment of corroded reinforced concrete beams: modeling guidelines,» *Journal of structural engineering* , pp. 1214-1224, 2004.
- [42] F. Biondini, «Cellular automata simulation of damage process in concrete structures,» *Soft Computing methods for civil and structural engineering*, pp. 29:229-264, 2011.
- [43] D. Val e R. Melchers, «Reliability of deteriorating rc slab bridges,» *Journal of structural engineering*, p. 123:1638, 1997.

- [44] A. A. Almusallam, «Effect of degree of corrosion on the properties of reinforcing steel bars,» *Construction and Building Materials*, pp. 361-368, 2001.
- [45] J. Cairns, G. A. Plizzari, Y. Du, D. W. Law e C. Franzoni, «Mechanical properties of corrosion-damaged reinforcement,» *Material Journal*, vol. 102, n. 4, pp. 256-264, 2005.
- [46] *CEB-FIP Model Code 2020, V13, chapter 18*, 2021.
- [47] M. Blomfors, K. Zandi, K. Lundgren e D. Coronelli, «Engineering bond model for corroded reinforcement,» *Engineering Structures*, vol. 156, pp. 394-410, 2018.
- [48] I. M. Nikbin, S. Rahimi R. e H. Allahyari, «A new empirical formula for prediction of fracture energy of concrete based on the artificial neural network,» *Engineering Fracture Mechanics*, vol. 186, pp. 466-482, 2017.
- [49] J. S. o. C. Engineers, Standard specification for concrete structures 2007 "Design", 2007.
- [50] C. Andrade, C. Alonso, D. Garcia e J. Rodriguez, «Remaining lifetime of reinforcement concrete structures: effect of corrosion in the mechanical properties of the steel,» *Life prediction of corrodible structures, NACE*, pp. 12/1-12/11, 1991.
- [51] *D.M. 17/01/2018, Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»*, Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti, 2018.
- [52] *UNI EN 10080:2005, Acciaio d'armatura per calcestruzzo - Acciaio d'armatura saldabile - Generalità*, 2005.
- [53] *UNI EN 13791:2019, Valutazione della resistenza a compressione in sito nelle strutture e nei componenti prefabbricati di calcestruzzo*, 2019.
- [54] *CS 466, Risk management and structural assessment of concrete half-joint deck structures, Revision 0*, Highways England, 2020.
- [55] M. M. Rosso, R. Asso, A. Aloisio, M. Di Benedetto, R. Cucuzza e R. Greco, «Corrosion effects on the capacity and ductility of concrete half-joint bridges,» *Construction and Building Materials*, vol. 360, 2022.

11 Allegati

Allegato 1

n	Ref.	b [mm]	H [mm]	h [mm]	l [mm]	d [mm]	a [mm]	fcm [MPa]	As [mm ²]	f _{y,As} [MPa]	Ah [mm ²]	f _{y,Ah} [MPa]	AV [mm ²]	f _{y,AV} [MPa]	Ash [mm ²]	f _{y,Ash} [MPa]	Asd [mm ²]	f _{y,Asd} [MPa]	Nh [kN]	Vu test [kN]
1		200	600	300	300	267.9	150.0	34.00	859.6	461.82	285.3	368.00	-	-	1266.8	430.14	-	-	-	561.00
2		200	600	300	300	271.2	160.0	62.60	859.6	461.82	285.3	368.00	-	-	1520.2	430.14	-	-	-	705.00
3		200	600	300	300	271.2	160.0	69.20	859.6	461.82	285.3	368.00	-	-	1520.2	430.14	-	-	-	713.00
4		200	600	300	300	269.7	240.0	34.00	859.6	461.82	285.3	368.00	-	-	856.0	416.14	-	-	-	360.00
5		200	600	300	300	271.1	225.0	62.60	859.6	461.82	285.3	368.00	-	-	1013.4	430.14	-	-	-	513.00
6		200	600	300	300	271.6	220.0	69.20	859.6	461.82	285.3	368.00	-	-	1013.4	430.14	-	-	-	521.00
7	[23]	200	600	300	300	269.2	140.0	33.70	573.0	461.82	285.3	368.00	-	-	1013.4	430.14	-	-	-	458.00
8		200	600	300	300	268.5	145.0	62.60	573.0	461.82	285.3	368.00	-	-	1013.4	430.14	-	-	-	599.00
9		200	600	300	300	268.5	145.0	69.20	573.0	461.82	285.3	368.00	-	-	1013.4	430.14	-	-	-	642.00
10		200	600	300	300	271.1	225.0	33.70	573.0	461.82	285.3	368.00	-	-	713.3	416.14	-	-	-	291.00
11		200	600	300	300	270.6	230.0	62.60	573.0	461.82	285.3	368.00	-	-	713.3	416.14	-	-	-	351.00
12		200	600	300	300	270.6	230.0	69.20	573.0	461.82	285.3	368.00	-	-	713.3	416.14	-	-	-	392.00
13		120	250	140	110	115.0	0.0	28.48	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	12.58
14		120	250	140	110	115.0	0.0	85.72	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	21.86
15		120	250	140	110	115.0	110.4	28.48	235.6	470.23	201.1	386.74	201.1	386.74	301.6	386.74	-	-	-	105.26
16		120	250	140	110	115.0	96.6	28.48	235.6	470.23	201.1	386.74	201.1	386.74	201.1	386.74	-	-	-	97.34
17		120	250	140	110	115.0	81.7	28.48	235.6	470.23	201.1	386.74	201.1	386.74	100.5	386.74	-	-	-	91.28
18		120	250	140	110	115.0	125.4	28.48	235.6	470.23	201.1	386.74	201.1	386.74	402.1	386.74	-	-	-	96.34
19	[29]	120	250	140	110	115.0	0.0	28.48	235.6	470.23	201.1	386.74	201.1	386.74	-	-	-	-	-	83.19
20		120	250	140	110	115.0	88.6	28.48	-	-	-	-	-	-	301.6	386.74	-	-	-	13.67
21		120	250	140	110	115.0	81.7	85.72	235.6	470.23	201.1	386.74	201.1	386.74	100.5	386.74	-	-	-	141.47
22		120	250	140	110	115.0	110.4	85.72	235.6	470.23	201.1	386.74	201.1	386.74	301.6	386.74	-	-	-	161.04
23		120	250	140	110	115.0	88.6	85.72	-	-	-	-	-	-	301.6	386.74	-	-	-	24.49
24		120	250	140	110	115.0	0.0	28.48	235.6	470.23	201.1	386.74	201.1	386.74	-	-	-	-	-	127.56

25		120	250	140	110	115.0	110.4	28.48	301.6	386.74	201.1	386.74	201.1	386.74	301.6	386.74	-	-	95.28
26		120	250	140	110	115.0	81.7	28.48	235.6	470.23	201.1	386.74	201.1	386.74	-	386.74	50.3	386.74	101.28
27		120	250	140	110	115.0	96.6	28.48	235.6	470.23	201.1	386.74	201.1	386.74	-	386.74	100.5	386.74	115.48
28		120	250	140	110	115.0	96.6	28.48	235.6	470.23	201.1	386.74	201.1	386.74	100.5	386.74	100.5	386.74	134.61
29		120	250	140	110	115.0	96.6	85.72	235.6	470.23	201.1	386.74	201.1	386.74	100.5	386.74	100.5	386.74	214.93
30		120	250	140	110	115.0	110.4	28.48	235.6	470.23	201.1	386.74	201.1	386.74	-	386.74	150.8	386.74	127.46
31		120	250	140	110	115.0	125.4	28.48	235.6	470.23	201.1	386.74	201.1	386.74	-	386.74	201.1	386.74	118.53
32	[29]	120	250	140	110	115.0	81.7	28.48	235.6	470.23	201.1	386.74	201.1	386.74	100.5	386.74	50.3	386.74	121.07
33		120	250	140	110	115.0	110.4	28.48	-	-	-	-	-	-	-	386.74	150.8	386.74	31.47
34		120	250	140	110	115.0	110.4	85.72	-	-	-	-	-	-	-	386.74	150.8	386.74	54.62
35		120	250	140	110	115.0	81.7	85.72	235.6	470.23	201.1	386.74	201.1	386.74	-	386.74	50.3	386.74	148.87
36		120	250	140	110	115.0	110.4	85.72	235.6	470.23	201.1	386.74	201.1	386.74	-	386.74	150.8	386.74	208.02
37		120	250	140	110	115.0	0.0	105.26	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	24.91
38		120	250	140	110	115.0	110.4	105.26	235.6	470.23	201.1	386.74	201.1	386.74	301.6	386.74	-	-	183.75
39		120	250	140	110	115.0	96.6	105.26	235.6	470.23	201.1	386.74	201.1	386.74	100.5	386.74	100.5	386.74	227.24
40		200	600	300	500	258.3	310.0	32.50	774.2	413.00	283.5	398.00	708.8	470.00	760.1	760.10	-	-	313.00
41		200	600	300	500	258.3	310.0	32.50	774.2	413.00	283.5	398.00	567.1	470.00	760.1	760.10	-	-	307.00
42		200	600	300	500	260.5	310.0	32.50	573.0	444.00	283.5	398.00	425.3	470.00	506.7	506.70	-	-	236.00
43		200	600	300	500	260.5	310.0	32.50	573.0	444.00	283.5	398.00	283.5	470.00	506.7	506.70	-	-	257.00
44		200	600	300	500	260.5	310.0	48.60	960.1	431.50	425.3	398.00	850.6	470.00	760.1	760.10	-	-	402.00
45		200	600	300	500	260.5	310.0	48.60	960.1	431.50	283.5	398.00	708.8	470.00	760.1	760.10	-	-	371.00
46	[25]	200	600	300	500	260.5	310.0	48.60	774.2	413.00	425.3	398.00	567.1	470.00	760.1	760.10	-	-	374.00
47		200	600	300	500	258.3	310.0	48.60	774.2	413.00	425.3	398.00	425.3	470.00	760.1	760.10	-	-	362.00
48		200	600	300	500	258.3	310.0	62.90	1060.7	421.37	567.1	398.00	850.6	470.00	1013.4	1013.40	-	-	469.00
49		200	600	300	500	258.3	310.0	62.90	1060.7	421.37	425.3	398.00	708.8	470.00	1013.4	1013.40	-	-	492.00
50		200	600	300	500	258.3	310.0	62.90	774.2	413.00	425.3	398.00	567.1	470.00	760.1	760.10	-	-	378.00
51		200	600	300	500	258.3	310.0	62.90	774.2	413.00	425.3	398.00	425.3	470.00	760.1	760.10	-	-	379.00
52		200	600	300	500	260.0	390.0	32.50	960.1	431.50	283.5	398.00	708.8	470.00	760.1	760.10	-	-	285.00

n	Ref.	b [mm]	H [mm]	h [mm]	l [mm]	d [mm]	a [mm]	f _{cm} [MPa]	As [mm ²]	f _{y,As} [MPa]	Ah [mm ²]	f _{y,Ah} [MPa]	AV [mm ²]	f _{y,Av} [MPa]	Ash [mm ²]	f _{y,Ash} [MPa]	Asd [mm ²]	f _{y,Asd} [MPa]	Nh [kN]	V _{utest} [kN]
53		200	600	300	500	260.0	390.0	32.50	960.1	431.50	283.5	398.00	567.1	470.00	760.1	760.10	-	-	-	284.00
54		200	600	300	500	258.3	390.0	32.50	774.2	413.00	283.5	398.00	567.1	470.00	506.7	506.70	-	-	-	248.00
55		200	600	300	500	258.3	390.0	32.50	774.2	413.00	283.5	398.00	425.3	470.00	506.7	506.70	-	-	-	234.00
56		200	600	300	500	258.3	390.0	48.60	1161.2	413.00	283.5	398.00	992.4	470.00	760.1	760.10	-	-	-	351.00
57		200	600	300	500	258.3	390.0	48.60	1161.2	413.00	283.5	398.00	850.6	470.00	760.1	760.10	-	-	-	344.00
58	[25]	200	600	300	500	260.0	390.0	48.60	960.1	431.50	283.5	398.00	708.8	470.00	760.1	760.10	-	-	-	308.00
59		200	600	300	500	260.0	390.0	48.60	960.1	431.50	283.5	398.00	567.1	470.00	760.1	760.10	-	-	-	311.00
60		200	600	300	500	258.3	390.0	62.90	1161.2	413.00	283.5	398.00	992.4	470.00	760.1	760.10	-	-	-	362.00
61		200	600	300	500	258.3	390.0	62.90	1161.2	413.00	283.5	398.00	850.6	470.00	760.1	760.10	-	-	-	352.00
62		200	600	300	500	260.0	390.0	62.90	960.1	431.50	283.5	398.00	708.8	470.00	760.1	760.10	-	-	-	344.00
63		200	600	300	500	260.0	390.0	62.90	960.1	431.50	283.5	398.00	567.1	470.00	760.1	760.10	-	-	-	346.00
64		120	250	140	110	112.0	102.0	27.00	235.6	470.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	64.87
65	[28]	120	250	140	110	112.0	102.0	79.00	235.6	470.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	98.56
66		120	250	140	110	112.0	102.0	27.00	235.6	470.00	201.1	387.00	201.1	387.00	301.6	387.00	-	-	-	105.26
67		120	250	140	110	112.0	102.0	27.00	235.6	470.00	201.1	387.00	201.1	387.00	301.6	387.00	-	-	-	95.16
68		228	457	279	127	239.0	143.5	35.45	392.1	413.79	-	-	285.3	275.86	425.3	275.86	-	-	-	200.44
69	[30]	228	457	279	127	239.0	143.5	35.45	392.1	413.79	-	-	285.3	275.86	425.3	275.86	-	-	-	177.44
70		228	305	178	127	153.0	143.5	35.45	567.1	413.79	-	-	285.3	275.86	425.3	275.86	-	-	-	84.64
71		228	305	178	127	153.0	143.5	35.45	567.1	413.79	-	-	285.3	275.86	425.3	275.86	-	-	-	73.13
72		127	610	305	203	286.0	165.0	33.61	141.9	476.40	64.5	461.90	-	-	425.8	451.60	-	-	-	144.12
73		127	610	305	203	286.0	165.0	30.51	567.7	412.30	129.0	455.10	-	-	425.8	466.80	-	-	133.44	190.96
74		127	610	305	203	286.0	165.0	32.99	212.9	478.50	129.0	462.00	-	-	283.9	462.60	-	-	-	178.37
75	[26]	127	610	305	203	286.0	165.0	30.85	567.7	412.30	129.0	460.60	-	-	283.9	470.20	-	-	111.20	169.48
76		127	610	305	203	286.0	165.0	37.02	212.9	476.40	129.0	448.20	-	-	348.4	466.13	-	-	-	215.83
77		127	610	305	203	286.0	165.0	31.64	567.7	438.50	129.0	484.00	-	-	348.4	487.91	-	-	124.50	162.36
78		127	610	305	203	286.0	165.0	31.64	212.9	476.10	129.0	435.80	-	-	348.4	468.88	-	-	-	188.74

79	[26]	127	610	305	203	286.0	165.0	31.64	567.7	438.50	129.0	462.00	-	-	348.4	486.12	-	-	124.50	176.95
80		214	370	170	150	145.0	125.0	11.32	308.0	338.00	-	-	100.0	335.00	254.0	340.00	-	-	-	58.77
81		214	370	164	150	139.0	135.0	11.32	308.0	338.00	-	-	100.0	335.00	57.0	430.00	-	-	-	42.24
82		220	370	190	150	165.0	180.0	10.73	308.0	338.00	-	-	57.0	430.00	100.0	335.00	254.0	345.00	-	65.00
83		220	370	160	150	135.0	163.5	10.73	308.0	338.00	-	-	100.0	335.00	201.0	335.00	-	-	-	72.98
84		150	300	150	150	125.0	105.0	13.09	308.0	338.00	-	-	100.0	335.00	57.0	430.00	-	-	-	34.75
85		150	300	150	150	125.0	175.0	13.09	308.0	338.00	-	-	100.0	335.00	57.0	430.00	-	-	-	31.75
86		150	300	150	150	125.0	155.0	13.09	308.0	338.00	-	-	100.0	335.00	113.0	430.00	-	-	-	55.22
87		150	300	150	150	125.0	167.0	13.09	308.0	338.00	-	-	100.0	335.00	113.0	430.00	-	-	-	65.83
88		150	300	150	150	125.0	115.0	13.09	308.0	338.00	-	-	57.0	430.00	57.0	430.00	154.0	338.00	-	75.73
89		150	300	150	150	125.0	115.0	13.09	308.0	338.00	-	-	57.0	430.00	57.0	430.00	154.0	338.00	-	65.00
90		150	315	160	150	130.0	135.0	18.12	308.0	338.00	-	-	100.0	335.00	113.0	430.00	-	-	-	60.00
91	[27]	150	315	160	150	130.0	123.0	18.12	308.0	338.00	-	-	100.0	335.00	113.0	430.00	-	-	-	70.00
92		150	300	150	150	120.0	130.0	18.12	308.0	338.00	-	-	100.0	335.00	113.0	430.00	-	-	-	66.00
93		150	300	150	150	120.0	157.5	18.12	308.0	338.00	-	-	100.0	335.00	113.0	430.00	-	-	-	50.00
94		150	305	150	150	120.0	125.0	15.97	308.0	338.00	-	-	100.0	335.00	113.0	430.00	-	-	-	52.20
95		150	305	150	150	120.0	127.5	15.97	308.0	338.00	-	-	57.0	430.00	-	-	226.0	343.00	-	63.00
96		150	310	100	150	75.0	105.0	15.97	308.0	338.00	-	-	100.0	335.00	57.0	430.00	-	-	-	26.80
97		150	310	100	150	75.0	115.0	15.97	308.0	338.00	-	-	100.0	335.00	57.0	430.00	-	-	-	26.40
98		150	305	155	150	125.0	105.0	15.97	308.0	338.00	-	-	57.0	430.00	57.0	430.00	154.0	343.00	-	79.10
99		150	305	150	150	120.0	105.0	15.97	308.0	338.00	-	-	57.0	430.00	57.0	430.00	154.0	343.00	-	75.00
100		150	300	150	150	128.0	147.0	15.19	308.0	338.00	-	-	100.0	335.00	267.0	376.00	-	-	-	63.20
101		150	300	150	150	128.0	127.0	15.19	308.0	338.00	-	-	100.0	335.00	113.0	476.00	100.0	335.00	-	92.80
102		150	300	150	150	128.0	127.0	15.19	308.0	338.00	100.0	335.00	301.0	335.00	113.0	430.00	100.0	335.00	-	90.00
103		150	300	150	150	128.0	116.0	15.19	308.0	338.00	100.0	335.00	301.0	335.00	113.0	430.00	200.0	335.00	-	116.20
104		220	600	300	300	269.0	170.0	60.60	1161.2	517.00	285.3	419.00	-	-	1773.5	505.00	-	-	-	811.00
105	[24]	230	600	305	600	274.0	340.0	60.60	1161.2	517.00	428.0	419.00	428.0	419.00	1013.4	505.00	-	-	-	526.00
106		220	600	300	300	269.0	170.0	60.60	1161.2	517.00	285.3	419.00	-	-	1520.2	505.00	-	-	132.00	704.00

n	Ref.	b [mm]	H [mm]	h [mm]	l [mm]	d [mm]	a [mm]	f _{cm} [MPa]	As [mm ²]	f _{y,As} [MPa]	Ah [mm ²]	f _{y,Ah} [MPa]	AV [mm ²]	f _{y,Av} [MPa]	Ash [mm ²]	f _{y,Ash} [MPa]	Asd [mm ²]	f _{y,Asd} [MPa]	Nh [kN]	V _{utest} [kN]
107		222	600	305	600	274.0	340.0	60.60	1161.2	517.00	428.0	419.00	713.3	419.00	760.1	505.00	-	-	98.00	457.00
108		220	600	300	300	269.0	170.0	60.60	1161.2	517.00	285.3	419.00	-	-	1266.8	505.00	-	-	-	690.00
109		230	600	310	600	279.0	340.0	60.60	1161.2	517.00	428.0	419.00	428.0	419.00	760.1	505.00	-	-	225.00	370.00
110		225	600	310	300	279.0	170.0	27.70	1161.2	517.00	285.3	419.00	-	-	1266.8	505.00	-	-	-	632.00
111		230	600	315	600	284.0	340.0	27.70	1161.2	517.00	428.0	419.00	428.0	419.00	760.1	505.00	-	-	-	337.00
112		225	600	302	300	271.0	170.0	27.70	1161.2	517.00	285.3	419.00	-	-	1266.8	505.00	-	-	134.00	550.00
113		229	600	315	600	284.0	340.0	27.70	1161.2	517.00	285.3	419.00	428.0	419.00	760.1	505.00	-	-	96.00	359.00
114		220	600	300	300	269.0	170.0	27.70	1161.2	517.00	285.3	419.00	-	-	1266.8	505.00	-	-	-	491.00
115		235	600	315	600	284.0	340.0	27.70	1161.2	517.00	428.0	419.00	570.6	419.00	760.1	505.00	-	-	173.00	348.00
116		220	600	300	300	269.0	170.0	48.50	1161.2	517.00	285.3	419.00	-	-	1773.5	505.00	-	-	-	787.00
117	[24]	230	600	310	600	279.0	340.0	48.50	1161.2	517.00	428.0	419.00	428.0	419.00	1013.4	505.00	-	-	-	517.00
118		228	600	302	300	271.0	170.0	48.50	1161.2	517.00	285.3	419.00	-	-	1266.8	505.00	-	-	209.00	626.00
119		230	600	308	600	277.0	340.0	48.50	1161.2	517.00	428.0	419.00	570.6	419.00	760.1	505.00	-	-	163.00	375.00
120		222	600	430	300	399.0	245.0	60.60	1161.2	517.00	285.3	419.00	-	-	1773.5	505.00	-	-	-	1046.00
121		230	600	425	600	394.0	490.0	60.60	1161.2	517.00	428.0	419.00	713.3	419.00	1013.4	505.00	-	-	-	573.00
122		227	600	423	300	392.0	245.0	60.60	1161.2	517.00	285.3	419.00	-	-	1266.8	505.00	-	-	198.00	802.00
123		228	600	420	600	389.0	490.0	60.60	1161.2	517.00	285.3	419.00	428.0	419.00	760.1	505.00	-	-	188.00	465.00
124		220	600	415	300	384.0	245.0	48.50	1161.2	517.00	285.3	419.00	-	-	1773.5	505.00	-	-	-	884.00
125		225	600	424	600	393.0	490.0	48.50	1161.2	517.00	428.0	419.00	428.0	419.00	1013.4	505.00	-	-	-	564.00
126		220	600	420	300	389.0	245.0	48.50	1161.2	517.00	285.3	419.00	-	-	1266.8	505.00	-	-	215.00	630.00
127		220	600	425	600	394.0	490.0	48.50	1161.2	517.00	285.3	419.00	428.0	419.00	760.1	505.00	-	-	157.00	460.00

Allegato 2

n	Ref.	V_u test [kN]	ACI318-19 [kN]	T1 [kN]	T2 [kN]	Area C1 [mm ²]	C1 [kN]	Area C3 [mm ²]	C3 [kN]	EC-23 [kN]	T1 [kN]	T2 [kN]	Area C1 [mm ²]	C1 [kN]	Area C3 [mm ²]	C3 [kN]	PCI 7th [kN]	Mec1 [kN]	Mec2 [kN]	Mec3 [kN]	Mec4 [kN]
1		561.00	203.30	635.2	355.3	23320	428.6	30381	203.3	355.31	635.2	355.3	23320	470.7	30381	508.3	156.87	631.6	660.4	544.9	156.9
2		705.00	405.94	595.5	410.3	23297	773.6	33988	405.9	410.25	595.5	410.3	23297	849.4	33988	1014.9	176.26	506.8	660.4	653.9	176.3
3		713.00	410.25	595.5	410.3	23297	855.2	33988	448.7	410.25	595.5	410.3	23297	939.0	33988	1121.9	179.92	509.8	660.4	653.9	179.9
4		360.00	186.10	397.0	188.6	22627	346.8	33988	186.1	188.64	397.0	188.6	22627	380.8	33988	465.3	157.22	477.3	660.4	356.2	157.2
5		513.00	243.38	423.4	243.4	22798	663.7	28595	300.5	243.38	423.4	243.4	22798	728.8	28595	751.3	176.23	506.6	660.4	435.9	176.2
6		521.00	247.55	433.1	247.5	22852	743.1	26821	315.7	247.55	433.1	247.5	22852	816.0	26821	789.3	180.03	510.6	660.4	435.9	180.0
7	[23]	458.00	182.68	453.6	294.1	23322	432.8	26821	182.7	294.12	453.6	294.1	23322	475.2	26821	456.7	156.90	330.2	566.7	435.9	156.9
8		599.00	289.18	438.0	289.2	23324	796.7	28595	357.1	289.18	438.0	289.2	23324	874.8	28595	892.7	175.55	341.3	566.7	435.9	175.6
9		642.00	289.18	438.0	289.2	23324	880.7	28595	394.7	289.18	438.0	289.2	23324	967.0	28595	986.8	179.18	342.6	566.7	435.9	179.2
10		291.00	161.78	282.3	165.7	22798	357.3	28595	161.8	165.73	282.3	165.7	22798	392.3	28595	404.5	157.26	332.7	566.7	296.8	157.3
11		351.00	162.89	276.1	162.9	22743	655.3	30381	315.0	162.89	276.1	162.9	22743	719.5	30381	787.5	176.10	344.0	566.7	296.8	176.1
12		392.00	162.89	276.1	162.9	22743	724.4	30381	348.2	162.89	276.1	162.9	22743	795.4	30381	870.5	179.75	345.4	566.7	296.8	179.8
13		12.58	0.00	-	-	-	-	-	-	0.00	-	-	-	-	-	-	0.00	0.0	0.0	0.0	12.2
14		21.86	0.00	-	-	-	-	-	-	0.00	-	-	-	-	-	-	0.00	0.0	0.0	0.0	21.2
15		105.26	90.32	90.3	116.6	8442	96.8	14587	128.8	83.55	90.3	116.6	8442	83.6	14587	321.9	116.64	199.0	214.2	116.6	167.7
16		97.34	77.76	103.2	77.8	8480	105.0	11646	97.7	77.76	103.2	77.8	8480	115.2	11646	244.3	77.76	199.0	214.2	77.8	167.7
17		91.28	62.32	62.3	-	8171	72.7	-	-	62.32	62.3	-	8171	62.7	-	-	38.88	199.0	214.2	38.9	167.7
18		96.34	79.55	79.5	155.5	8373	88.7	17907	165.4	76.50	79.5	155.5	8373	76.5	17907	413.5	143.54	199.0	214.2	155.5	167.7
19	[29]	83.19	62.32	62.3	-	8171	72.7	-	-	62.32	62.3	-	8171	62.7	-	-	0.00	199.0	214.2	0.0	167.7
20		13.67	0.00	-	-	-	-	-	-	0.00	-	-	-	-	-	-	12.23	0.0	0.0	116.6	12.2
21		141.47	62.32	62.3	-	8171	218.9	-	-	62.32	62.3	-	8171	188.9	-	-	38.88	220.8	214.2	38.9	176.7
22		161.04	90.32	90.3	116.6	8442	291.5	14587	387.6	90.32	90.3	116.6	8442	251.5	14587	968.9	116.64	220.8	214.2	116.6	176.7
23		24.49	0.00	-	-	-	-	-	-	0.00	-	-	-	-	-	-	21.22	0.0	0.0	116.6	21.2
24		127.56	62.32	62.3	-	8171	218.9	-	-	62.32	62.3	-	8171	188.9	-	-	0.00	220.8	214.2	0.0	176.7

n	Ref.	V_u test [kN]	AC1318-19			EC2-23			C1			C3			PCI 7th	Mec1	Mec2	Mec3	Mec4
			T1	T2	Area C1	C1	Area C3	C3	T1	T2	Area C1	C1	Area C3	C3	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
			[kN]	[kN]	[mm ²]	[kN]	[mm ²]	[kN]	[kN]	[kN]	[mm ²]	[kN]	[mm ²]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
53		284.00	223.93	223.9	23762	241.9	51446	392.6	233.7	223.9	23762	151.8	65189	429.2	257.67	378.0	676.7	257.7	428.6
54		248.00	149.98	179.0	24331	246.2	51238	389.2	179.0	150.0	24331	154.5	64764	424.4	171.77	298.9	613.0	171.8	428.3
55		234.00	149.98	179.0	24331	246.2	51238	389.2	179.0	150.0	24331	154.5	64764	424.4	171.77	298.9	613.0	171.8	361.6
56		351.00	223.93	268.4	24331	368.2	51446	587.1	268.4	223.9	24331	231.0	65189	641.8	257.67	448.1	717.4	257.7	639.1
57		344.00	223.93	268.4	24331	368.2	51446	587.1	268.4	223.9	24331	231.0	65189	641.8	257.67	448.1	717.4	257.7	572.4
58	[25]	308.00	223.93	233.7	23762	361.7	51446	587.1	233.7	223.9	23762	227.0	65189	641.8	257.67	395.5	676.7	257.7	506.2
59		311.00	223.93	233.7	23762	361.7	51446	587.1	233.7	223.9	23762	227.0	65189	641.8	257.67	395.5	676.7	257.7	439.6
60		362.00	223.93	268.4	24331	476.5	51446	759.8	268.4	223.9	24331	299.0	65189	830.6	257.67	458.9	717.4	257.7	647.3
61		352.00	223.93	268.4	24331	476.5	51446	759.8	268.4	223.9	24331	299.0	65189	830.6	257.67	458.9	717.4	257.7	580.7
62		344.00	223.93	233.7	23762	468.1	51446	759.8	233.7	223.9	23762	293.7	65189	830.6	257.67	403.6	676.7	257.7	514.5
63		346.00	223.93	233.7	23762	468.1	51446	759.8	233.7	223.9	23762	293.7	65189	830.6	257.67	403.6	676.7	257.7	447.9
64		64.87	33.06	56.8	-	7896	33.1	-	56.8	-	7896	38.9	-	-	0.00	191.1	164.1	0.0	11.6
65	[28]	98.56	56.75	56.8	-	7896	96.7	-	56.8	-	7896	113.8	-	-	0.00	213.7	164.1	0.0	19.8
66		105.26	84.86	89.0	116.7	7869	84.9	13344	89.0	116.7	7869	73.2	13344	269.8	115.82	191.1	214.2	116.7	167.2
67		95.16	84.86	89.0	116.7	7869	84.9	13344	89.0	116.7	7869	73.2	13344	269.8	115.82	191.1	214.2	116.7	167.2
68		200.44	117.32	225.0	117.3	34155	626.1	36060	225.0	117.3	34155	687.5	36060	409.1	117.32	585.0	386.6	117.3	132.6
69	[30]	177.44	117.32	225.0	117.3	34155	626.1	36060	225.0	117.3	34155	687.5	36060	409.1	117.32	585.0	386.6	117.3	132.6
70		84.64	117.32	209.3	117.3	27782	417.9	32374	209.3	117.3	27782	458.9	32374	522.1	113.20	511.8	371.3	117.3	113.2
71		73.13	117.32	209.3	117.3	27782	417.9	32374	209.3	117.3	27782	458.9	32374	522.1	113.20	511.8	371.3	117.3	113.2
72		144.12	109.39	109.4	192.3	13557	247.1	20860	109.4	192.3	13557	271.3	20860	415.9	64.76	185.2	233.7	192.3	64.8
73		190.96	99.39	162.8	198.8	13557	224.3	20860	162.8	198.8	13557	246.3	20860	377.6	92.03	270.7	271.8	198.8	92.0
74		178.37	131.33	164.8	131.3	13557	242.5	20860	164.8	131.3	13557	266.3	20860	408.3	94.24	274.8	804.3	131.3	94.2
75	[26]	169.48	129.30	198.8	133.5	13557	226.8	20860	198.8	133.5	13557	249.0	20860	381.8	92.92	327.2	294.5	133.5	92.9
76		215.83	162.40	164.1	162.4	13557	272.2	20860	164.1	162.4	13557	298.8	20860	458.1	94.52	275.0	298.8	133.5	94.5
77		162.36	119.92	201.4	170.0	13557	232.6	20860	201.4	170.0	13557	255.4	20860	391.6	96.37	331.6	293.4	138.8	96.4
78		188.74	163.36	164.0	163.4	13557	232.6	19460	164.0	163.4	13557	255.4	19460	325.3	90.15	273.0	297.3	135.2	90.1

79	[26]	176.95	161.44	201.4	169.4	13557	232.6	19460	161.4	169.36	201.4	169.4	13557	255.4	19460	325.3	93.53	331.6	291.5	139.6	93.5
80		58.77	53.83	99.9	86.4	18834	94.1	21901	53.8	86.36	99.9	86.4	18834	103.4	21901	110.8	86.36	171.4	234.2	86.4	50.8
81		42.24	24.51	87.9	24.5	18530	46.0	25693	69.7	24.51	87.9	24.5	18530	94.7	25693	143.5	24.51	163.1	230.0	24.5	50.1
82		65.00	33.50	81.0	33.5	18813	42.1	39801	100.0	33.50	81.0	33.5	18813	68.2	39801	205.9	44.26	198.4	251.0	121.1	44.3
83		72.98	37.34	70.0	67.3	18337	37.3	37142	105.1	60.41	70.0	67.3	18337	60.4	37142	216.3	49.66	156.8	230.3	67.3	49.7
84		34.75	24.51	99.1	24.5	13190	75.9	11621	32.7	24.51	99.1	24.5	13190	83.3	11621	89.8	24.51	136.7	184.2	24.5	44.8
85		31.75	24.51	59.5	24.5	12093	26.7	30839	130.3	24.51	59.5	24.5	12093	31.4	30839	325.8	24.51	136.7	184.2	24.5	44.8
86		55.22	29.92	67.2	48.6	12401	29.9	25036	102.8	48.40	67.2	48.6	12401	48.4	25036	257.0	44.77	136.7	184.2	48.6	44.8
87		65.83	27.93	62.3	48.6	12214	27.9	28583	121.5	45.18	62.3	48.6	12214	45.2	28583	303.7	44.77	136.7	184.2	48.6	44.8
88		75.73	24.51	90.5	24.5	13042	38.1	14109	55.7	24.51	90.5	24.5	13042	78.4	14109	139.1	35.78	136.7	184.2	76.6	35.8
89		65.00	24.51	90.5	24.5	13042	38.1	14147	54.1	24.51	90.5	24.5	13042	78.4	14147	111.5	35.78	136.7	184.2	76.6	35.8
90		60.00	48.59	81.0	48.6	14011	99.4	19097	97.2	48.59	81.0	48.6	14011	85.7	19097	200.1	47.28	153.9	190.2	48.6	47.3
91	[27]	70.00	48.59	88.9	48.6	14149	106.1	16051	79.8	48.59	88.9	48.6	14149	116.5	16051	164.3	47.28	153.9	190.2	48.6	47.3
92		66.00	48.59	76.1	48.6	13904	94.8	17763	88.6	48.59	76.1	48.6	13904	81.8	17763	182.5	46.22	140.0	184.2	48.6	46.2
93		50.00	43.01	62.8	48.6	13517	43.0	25050	131.9	48.59	62.8	48.6	13517	69.6	25050	271.6	46.22	140.0	184.2	48.6	46.2
94		52.20	48.59	79.1	48.6	13973	86.1	16552	72.9	48.59	79.1	48.6	13973	74.3	16552	150.0	45.45	136.4	184.2	48.6	45.4
95		63.00	19.63	33.0	-	11976	19.6	-	-	23.10	33.0	-	11976	23.1	-	-	36.46	136.4	184.2	0.0	36.5
96		26.80	24.51	49.6	24.5	11608	27.1	11612	53.4	24.51	49.6	24.5	11608	31.9	11612	109.9	24.51	73.9	150.4	24.5	41.0
97		26.40	24.51	45.3	24.5	11364	24.6	14144	66.4	24.51	45.3	24.5	11364	28.9	14144	136.7	24.51	73.9	150.4	24.5	41.0
98		79.10	24.51	99.1	24.5	14276	53.5	11715	48.9	24.51	99.1	24.5	14276	110.1	11715	100.8	36.95	143.3	187.2	77.3	37.0
99		75.00	24.51	94.2	24.5	14222	51.8	11714	49.6	24.51	94.2	24.5	14222	106.7	11714	102.0	36.46	136.4	184.2	77.3	36.5
100		63.20	65.91	72.9	100.4	11861	65.9	22059	94.0	56.86	72.9	100.4	11861	56.9	22059	193.5	79.43	146.0	184.2	100.4	79.4
101		92.80	53.79	84.4	53.8	12212	74.5	16817	67.1	53.79	84.4	53.8	12212	64.3	16817	138.2	79.43	146.0	184.2	87.3	79.4
102		90.00	48.59	84.4	48.6	12212	74.5	16926	69.1	48.59	84.4	48.6	12212	64.3	16926	142.3	82.09	146.0	211.7	82.1	113.3
103		116.20	48.59	92.4	48.6	12405	79.8	14233	56.1	48.59	92.4	48.6	12405	87.6	14233	115.5	102.53	146.0	211.7	115.6	113.3
104		811.00	578.42	844.0	578.4	25834	813.3	40915	885.3	578.42	844.0	578.4	25834	893.0	40915	1180.4	196.05	1849.7	829.4	895.6	196.0
105	[24]	526.00	252.06	430.8	252.1	24995	563.0	104296	1693.4	252.06	430.8	252.1	24995	485.7	109249	1859.4	440.14	1894.6	889.9	511.8	440.1
106		704.00	436.97	658.4	437.0	25834	813.3	39631	795.8	436.97	658.4	437.0	25834	893.0	40797	880.1	196.05	1472.0	697.4	767.7	196.0

n	Ref.	V_u test [kN]	$AC1318-19$ [kN]	T1 [kN]	T2 [kN]	Area C1 [mm ²]	C1 [kN]	Area C3 [mm ²]	C3 [kN]	$EC2-23$ [kN]	T1 [kN]	T2 [kN]	Area C1 [mm ²]	C1 [kN]	Area C3 [mm ²]	C3 [kN]	$PCI7th$ [kN]	Mec1 [kN]	Mec2 [kN]	Mec3 [kN]	Mec4 [kN]
107		457.00	153.37	360.5	153.4	24126	543.4	100668	1598.8	153.37	360.5	153.4	24126	468.8	105449	1759.0	383.85	1603.3	776.3	383.9	556.8
108		690.00	417.79	844.0	417.8	25834	813.3	39631	860.2	417.79	844.0	417.8	25834	893.0	40797	944.5	196.05	1849.7	829.4	639.7	196.0
109		370.00	105.44	274.9	105.4	25094	572.8	105347	1626.8	105.44	274.9	105.4	25094	494.2	109249	1794.5	383.85	1245.8	672.2	383.9	441.6
110		632.00	385.72	879.3	417.8	26448	385.7	40981	406.6	417.79	879.3	417.8	26448	423.5	41724	446.4	174.41	1732.3	852.6	639.7	174.4
111		337.00	189.06	448.5	189.1	25189	266.2	106350	789.3	189.06	448.5	189.1	25189	229.7	109249	866.7	383.85	1777.6	904.4	383.9	415.8
112		550.00	337.16	661.1	351.9	26427	381.3	40627	337.2	351.88	661.1	351.9	26427	418.7	41724	376.7	172.84	1361.6	707.6	639.7	172.8
113		359.00	152.67	376.8	152.7	25080	265.1	105888	749.5	152.67	376.8	152.7	25080	228.7	108774	826.5	355.72	1539.8	771.1	383.9	355.7
114		491.00	371.74	844.0	417.8	25834	371.7	39631	393.2	408.19	844.0	417.8	25834	408.2	40797	431.7	171.27	1649.0	829.4	639.7	171.3
115		348.00	123.48	319.2	123.5	25737	272.0	108662	740.9	123.48	319.2	123.5	25737	234.7	111623	819.9	383.85	1341.7	741.1	383.9	476.7
116		787.00	578.42	844.0	578.4	25834	650.9	39825	689.7	578.42	844.0	578.4	25834	714.7	40915	919.6	187.98	1807.5	829.4	895.6	188.0
117	[24]	517.00	252.06	439.7	252.1	25094	458.4	105347	1368.9	252.06	439.7	252.1	25094	395.5	109249	1503.1	432.88	1891.8	897.2	511.8	432.9
118		626.00	314.99	554.8	315.0	26779	676.6	41169	612.3	314.99	554.8	315.0	26779	742.9	42280	682.5	191.00	1239.1	638.2	639.7	191.0
119		375.00	128.97	317.7	129.0	25055	455.3	104933	1303.4	128.97	317.7	129.0	25055	392.8	109249	1437.1	383.85	1407.1	731.3	383.9	492.1
120		1046.00	570.54	904.2	570.5	26108	840.3	73341	1412.0	570.54	904.2	570.5	26108	922.6	65607	1550.4	234.05	2826.8	997.5	895.6	234.1
121		573.00	244.99	446.0	245.0	25163	579.7	180091	2558.7	244.99	446.0	245.0	25163	500.1	153721	2809.5	511.77	2795.1	1050.5	511.8	595.4
122		802.00	306.29	594.5	306.3	26688	853.8	74602	1330.5	306.29	594.5	306.3	26688	937.5	66676	1471.2	234.58	1897.9	802.4	639.7	234.6
123		465.00	111.96	302.1	112.0	24878	568.0	177664	2452.4	111.96	302.1	112.0	24878	490.1	152384	2699.9	383.85	1928.1	811.1	383.9	413.5
124		884.00	570.54	867.4	570.5	25852	657.3	72069	1110.4	570.54	867.4	570.5	25852	721.7	65016	1219.3	217.25	2670.5	975.5	895.6	217.2
125		564.00	244.99	444.7	245.0	24603	452.8	176010	2001.4	244.99	444.7	245.0	24603	390.7	150379	2197.6	460.93	2742.8	1037.8	511.8	460.9
126		630.00	298.25	564.6	298.2	25860	660.4	72170	998.5	298.25	564.6	298.2	25860	725.2	64620	1107.4	218.52	1786.7	766.4	639.7	218.5
127		460.00	122.96	329.3	123.0	24069	443.8	172261	1898.0	122.96	329.3	123.0	24069	382.9	147038	2090.0	383.85	2068.3	830.2	383.9	399.1

Allegato 3

Analisi FEM sui due campioni con armatura disposta secondo i modelli Tirante-Puntone

		<i>a/H</i>			
		0.27	0.33	0.39	0.45
<i>d/H</i>	0.29	0.132	0.118	0.108	0.094
	0.35	0.159	0.141	0.128	0.110
	0.41	0.177	0.165	0.146	0.126
	0.473	0.196	0.182	0.163	0.146

Resistenza normalizzata da analisi FEM
Modello in assenza di barre diagonali Asd

<i>d/H</i>	<i>Rn [-]</i>
0.29	0.195
0.35	0.234
0.41	0.263
0.473	0.285

Resistenza normalizzata da analisi FEM
Modello in assenza di barre As e Ash

Analisi mediante Eurocodice2 2023

		<i>a/H</i>			
		0.27	0.33	0.39	0.45
<i>d/H</i>	0.29	0.039	0.032	0.027	0.022
	0.35	0.079	0.065	0.055	0.047
	0.41	0.143	0.117	0.098	0.073
	0.473	0.152	0.136	0.115	0.099

Resistenza normalizzata da EC2 2023 modello A

		<i>a/H</i>			
		0.27	0.33	0.39	0.45
<i>d/H</i>	0.29	3.37	3.69	3.99	4.30
	0.35	2.00	2.17	2.34	2.33
	0.41	1.24	1.41	1.49	1.74
	0.47	1.29	1.33	1.42	1.48

Rapporto tra resist. numerica e analitica stmA

<i>d/H</i>	<i>Ra [-]</i>
0.29	0.116
0.35	0.140
0.41	0.164
0.473	0.182

Resistenza normalizzata da EC2 2023 modello B

<i>d/H</i>	<i>Ra/Rn</i>
0.29	1.68
0.35	1.67
0.41	1.60
0.473	1.57

Rapporto tra resist. numerica e analitica stmB

Analisi mediante Eurocodice2 2004

		<i>a/H</i>			
		0.27	0.33	0.39	0.45
<i>d/H</i>	0.29	0.050	0.041	0.035	0.028
	0.35	0.083	0.068	0.057	0.046
	0.41	0.111	0.095	0.081	0.068
	0.473	0.142	0.125	0.109	0.094

Resistenza normalizzata da EC2 2004 modello A

		<i>a/H</i>			
		0.27	0.33	0.39	0.45
<i>d/H</i>	0.29	2.61	2.86	3.09	3.34
	0.35	1.92	2.06	2.26	2.36
	0.41	1.59	1.73	1.81	1.85
	0.47	1.38	1.46	1.50	1.56

Rapporto tra resist. numerica e analitica stmA

d/H	Ra [-]
0.29	0.116
0.35	0.139
0.41	0.139
0.473	0.139

Resistenza normalizzata da EC2 2004 modello B

d/H	Ra/Rn
0.29	1.68
0.35	1.69
0.41	1.90
0.473	2.05

Rapporto tra resist. numerica e analitica stmB

Analisi mediante ACI318-19

		a/H			
		0.27	0.33	0.39	0.45
d/H	0.29	0.080	0.065	0.055	0.044
	0.35	0.125	0.102	0.086	0.072
	0.41	0.148	0.121	0.102	0.088
	0.473	0.153	0.141	0.119	0.102

Resistenza normalizzata da ACI318-19 modello A

		a/H			
		0.27	0.33	0.39	0.45
d/H	0.29	1.65	1.81	1.95	2.12
	0.35	1.28	1.38	1.49	1.53
	0.41	1.20	1.36	1.43	1.44
	0.47	1.28	1.29	1.37	1.43

Rapporto tra resist. numerica e analitica stmA

d/H	Ra [-]
0.29	0.116
0.35	0.140
0.41	0.164
0.473	0.182

Resistenza normalizzata da ACI318-19 modello B

d/H	Ra/Rn
0.29	1.68
0.35	1.67
0.41	1.60
0.473	1.57

Rapporto tra resist. numerica e analitica stmB

Analisi mediante PCI sul campione privo di A_{sd}

		a/H			
		0.27	0.33	0.39	0.45
d/H	0.29	0.112	0.091	0.077	0.066
	0.35	0.135	0.110	0.093	0.080
	0.41	0.139	0.129	0.109	0.094
	0.473	0.142	0.142	0.126	0.108

Resistenza normalizzata da PCI7th

		a/H			
		0.27	0.33	0.39	0.45
d/H	0.29	1.18	1.29	1.40	1.42
	0.35	1.18	1.28	1.37	1.37
	0.41	1.28	1.27	1.34	1.35
	0.47	1.38	1.28	1.30	1.35

Rapporto tra resist. numerica e analitica

Analisi FEM sul campione con tutte le posizioni di armatura

		<i>a/H</i>			
		0.27	0.33	0.39	0.45
<i>d/H</i>	0.29	0.281	0.273	0.248	0.251
	0.35	0.305	0.301	0.289	0.268
	0.41	0.328	0.324	0.305	0.275
	0.473	0.319	0.324	0.305	0.297

*Resistenza normalizzata da analisi numerica FEI
Modello con armatura completa: As, Ash e Asd*

Analisi mediante PCI sul campione con tutte le posizioni di armatura

		<i>a/H</i>			
		0.27	0.33	0.39	0.45
<i>d/H</i>	0.29	0.112	0.091	0.077	0.066
	0.35	0.135	0.110	0.093	0.080
	0.41	0.139	0.129	0.109	0.094
	0.473	0.142	0.142	0.126	0.108

Resistenza normalizzata da PCI7th

		<i>a/H</i>			
		0.27	0.33	0.39	0.45
<i>d/H</i>	0.29	2.51	2.99	3.22	3.79
	0.35	2.26	2.73	3.11	3.35
	0.41	2.36	2.51	2.80	2.93
	0.47	2.24	2.28	2.42	2.75

Rapporto tra resist. numerica e analitica