

# POLITECNICO DI TORINO

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE



TESI DI LAUREA MAGISTRALE

## STUDIO DEL DEGRADO INDOTTO DALLA CORROSIONE NELLE SELLE GERBER: SIMULAZIONI NUMERICHE

### **Relatore**

Prof. Dott. Ing. Giuseppe C. Marano

### **Correlatori**

Prof. Dott. Ing. Guido Camata

Dott. Ing. Davide Masera

Dott. Ing. Rebecca Asso

### **Candidato**

Marilisa Di Benedetto

258316

Anno accademico 2020/2021

*“Le convinzioni ci rendono schiavi di noi stessi” A.*

*A Zio Giovanni,  
per sempre nel mio cuore.*

## Sommario

Il monitoraggio e la valutazione dello stato di ammaloramento delle strutture rappresenta uno dei temi più urgenti dell'ultimo decennio. Ponti e viadotti non ne sono esclusi, essi costituiscono una percentuale cospicua delle infrastrutture che necessitano costante monitoraggio. Tra le varie tipologie di ponti uno schema strutturale largamente in uso nel secolo scorso è costituito dalla trave di tipo Gerber, ottenuta realizzando una riduzione di sezione in corrispondenza delle estremità della trave (semigiunti). Tali zone risultano difficilmente accessibili per ispezioni ordinarie e straordinarie e sono solitamente soggette ad importanti eventi ambientali aggressivi per il tipo di materiale che le costituisce. Per tale motivo una criticità rilevante per strutture di tipo Gerber è il fenomeno di degrado. Il degrado strutturale è un fattore legato al naturale invecchiamento del materiale e all'azione dell'ambiente esterno ed una delle sue possibili manifestazioni nelle strutture in calcestruzzo armato consiste nell'inizializzazione del processo di corrosione delle armature metalliche, fenomeno che può influire negativamente sulla struttura, soprattutto dal punto di vista di riduzione della resistenza a collasso.

Lo scopo della tesi è quello di fornire una relazione tra l'integrità del giunto delle strutture di tipo Gerber e il livello di corrosione delle barre di armatura, con l'obiettivo di dare un approccio innovativo nella trattazione del tema. Lo studio si basa sulla modellazione FEM e l'analisi non lineare di due casi studio, valutando gli effetti che la corrosione induce su di essi. Il programma agli elementi finiti utilizzato per tale scopo è STKO *toolkit* di OpenSees. I risultati ottenuti da tale lavoro mirano a fornire uno strumento nella determinazione dello stato di conservazione dei giunti Gerber, a volte concausa di crolli e dissesti.

## **Abstract**

Monitoring and assessment of the health condition of existing structures is one of the most urgent issues of the last decades. Bridges and viaducts are not excluded; they represent a large percentage of the infrastructures that require constant monitoring. Among the various types of bridges, a structural scheme widely used in the last century is the Gerber beam, obtained by reduction of the cross-sectional area of the end of a simply supported beam (dapped-end or half-joint). These areas are difficult to access for inspections and are prone to diseases caused by environmental phenomena. For this reason, a significant critical issue for Gerber structures is the phenomenon of deterioration. Structural degradation is a factor linked to the natural aging of the material and the action of the environment, and one of its possible manifestations in reinforced concrete structures consists in the initiation of the corrosion process of the steel reinforcements, that can negatively affect the structure.

The purpose of the thesis is to provide a relationship between the integrity of the Gerber joint and the level of corrosion of the reinforcement rebars, with the aim of giving an innovative approach in dealing with the topic. The study is based on Finite Element modelling and on the non-linear analysis of two case studies, evaluating the effects due to corrosion. The finite element program used for this purpose is OpenSees' *toolkit*: STKO. Results obtained from this work aim to provide a tool in determining the state of conservation of existing and deteriorated Gerber joints, that can be the cause of collapse and failures.





# INDICE

---

ELENCO DELLE FIGURE .....	4
ELENCO DELLE TABELLE .....	8
<b>1. Introduzione</b> .....	<b>9</b>
<b>2. Ponti e viadotti a travata Gerber</b> .....	<b>11</b>
2.1. Panorama infrastrutturale .....	11
2.2. Le selle Gerber: cenni storici e considerazioni generali .....	12
2.2.1. Progettazione, verifica e norme di riferimento .....	15
2.2.2. Problematiche osservate .....	19
<b>3. Il fenomeno della corrosione</b> .....	<b>23</b>
3.1. La corrosione delle barre di armatura: innesco e propagazione .....	24
3.2. Cause .....	25
3.3. Effetti .....	30
3.3.1. Riduzione della sezione trasversale .....	31
3.3.1.1. <i>Corrosione uniforme</i> .....	32
3.3.1.2. <i>Corrosione localizzata</i> .....	33
3.3.2. Variazione del legame costitutivo dell'acciaio .....	36
3.3.3. Perdita di aderenza .....	40
<b>4. Presentazione dei casi studio</b> .....	<b>41</b>
4.1. Sella Gerber di Desnerck et al. ....	41
4.1.1. Materiali adoperati e carichi agenti .....	42
4.2. Sella Gerber di un viadotto esistente .....	44
4.2.1. Materiali adoperati e carichi agenti .....	46
<b>5. Analisi FEM delle selle integre</b> .....	<b>47</b>
5.1. Introduzione al software FEM STKO .....	47
5.1.1. Modelli costitutivi .....	48

5.1.2.	Energia di frattura .....	53
5.1.3.	Metodo di analisi .....	55
5.2.	Calibrazione FEM: test sperimentale di Desnerck et al. ....	58
5.2.1.	Modello geometrico .....	58
5.2.2.	Materiali ed elementi utilizzati.....	59
5.2.3.	Condizioni di vincolo, interazioni e carichi agenti.....	62
5.2.4.	Architettura della <i>mesh</i> .....	64
5.2.5.	Analisi del giunto.....	65
5.2.6.	Risultati e studio di convergenza.....	66
5.3.	Modello locale FEM del Viadotto .....	72
5.3.1.	Modello geometrico .....	72
5.3.2.	Materiali ed elementi utilizzati.....	74
5.3.3.	Condizioni di vincolo, interazioni e carichi assegnati .....	77
5.3.4.	Architettura della <i>mesh</i> .....	79
5.3.5.	Analisi del giunto.....	80
5.3.6.	Risultati .....	81
5.4.	Conclusioni.....	85
<b>6.</b>	<b>Analisi FEM delle selle soggette a corrosione .....</b>	<b>86</b>
6.1.	Modellazione del difetto.....	86
6.1.1.	Perdita di sezione .....	86
6.1.2.	Perdita di duttilità e resistenza.....	87
6.2.	Analisi del degrado nella sella Gerber di Desnerck et al. ....	88
6.2.1.	Analisi del giunto corrosivo: perdita di sezione .....	88
6.2.2.	Analisi del giunto corrosivo: perdita di duttilità e resistenza.....	90
6.2.3.	Risultati .....	92
6.2.3.1.	Risultati del giunto corrosivo: perdita di sezione .....	92
6.2.3.2.	Risultati del giunto corrosivo: perdita di duttilità e resistenza .....	98
6.3.	Analisi del degrado nella sella Gerber del viadotto.....	104
6.3.1.	Analisi del giunto corrosivo: perdita di sezione .....	104
6.3.2.	Analisi del giunto corrosivo: perdita di duttilità e resistenza.....	105
6.3.3.	Risultati .....	107
6.3.3.1.	Risultati del giunto corrosivo: perdita di sezione .....	107
6.3.3.2.	Risultati del giunto corrosivo: perdita di duttilità e resistenza .....	111
6.4.	Discussione e confronto dei risultati.....	116

6.5. Conclusioni.....	121
<b>7. Proposte e sviluppi futuri.....</b>	<b>122</b>
<b>8. Conclusioni.....</b>	<b>122</b>
<i>Ringraziamenti.....</i>	<i>126</i>
<b>Bibliografia.....</b>	<b>128</b>
<b>APPENDICE .....</b>	<b>137</b>

# ELENCO DELLE FIGURE

---

<b>Figura 2.1</b> - Schema strutturale del ponte Hassfurt Brücke (Heinrich Gerber, 1866), [60] .....	12
<b>Figura 2.2</b> - Schema statico ponte a travata Gerber .....	12
<b>Figura 2.3</b> - Trave continua soggetta a cedimento vincolare (a), .....	13
<b>Figura 2.4</b> - Collocazione dei giunti Gerber e andamento del momento flettente .....	14
<b>Figura 2.5</b> - Individuazione di D-region e B-region in una sella Gerber .....	15
<b>Figura 2.6</b> - Confronto del flusso di tensioni nelle selle Gerber e nelle travi, [61] .....	15
<b>Figura 2.7</b> - Traliccio di Ritter e di Morsh .....	16
<b>Figura 2.8</b> - Confronto della distribuzione delle forze interne nel sistema a mensola (a) e nella sella Gerber (b), [53] .....	17
<b>Figura 2.9</b> - Configurazioni di armature dei diversi provini studiati da Desnerck et al., [25] ..	18
<b>Figura 2.10</b> - Variazione della resistenza di picco di una sella Gerber con il livello di corrosione (% perdita di sezione), [91] .....	18
<b>Figura 2.11</b> - Schema statico del ponte Musmeci .....	20
<b>Figura 2.12</b> - Dettaglio deterioramento sella Gerber del ponte Musmeci, [56] .....	20
<b>Figura 2.13</b> - Schema strutturale del viadotto La Concorde (Canada) .....	21
<b>Figura 2.14</b> - Dettaglio del giunto Gerber, [67] .....	21
<b>Figura 2.15</b> - Condizione di deterioramento del giunto Gerber per corrosione prima del crollo, [67][68] .....	22
<b>Figura 3.1</b> - Meccanismo di corrosione dell'acciaio, [8] .....	24
<b>Figura 3.2</b> - Innesco e propagazione del fenomeno corrosivo in strutte in calcestruzzo, [27] ..	25
<b>Figura 3.3</b> - Tipologie di corrosione nel calcestruzzo armato, [15] .....	26
<b>Figura 3.4</b> - Evoluzione del fenomeno di carbonatazione, [83] .....	27
<b>Figura 3.5</b> - Esempio di prova con fenoltaleina .....	28
<b>Figura 3.6</b> - Velocità di corrosione in calcestruzzo carbonatato al variare di U.R., [3] .....	28
<b>Figura 3.7</b> - Fessurazione del copriferro per corrosione generalizzata, [28] .....	30
<b>Figura 3.8</b> - Diagramma riassuntivo degli effetti della corrosione, [34] .....	31
<b>Figura 3.9</b> - Perdita di sezione trasversale dovuta rispettivamente a corrosione uniforme e corrosione per pitting .....	32
<b>Figura 3.10</b> - Riduzione della sezione trasversale per corrosione uniforme .....	33
<b>Figura 3.11</b> - Barra di acciaio soggetta a corrosione accelerata per pitting: (a) barra non corrosa, (b) corrosione dopo 10 giorni, (c) dopo 20 giorni, (d) dopo 30 giorni, [4] .....	33
<b>Figura 3.12</b> - Geometria della corrosione per pitting su una barra di armatura .....	34
<b>Figura 3.13</b> - Curva di carico-deformazione per diversi livelli di corrosione (perdita di massa in %), Effetto della corrosione sulle barre, [21] .....	36
<b>Figura 3.14</b> - Effetto della corrosione sull'elongazione a rottura delle barre, [4] .....	36
<b>Figura 3.15</b> - Variazione delle proprietà meccaniche: (a) resistenza a snervamento (b) resistenza ultima .....	37
<b>Figura 3.16</b> - Variazione delle resistenze delle barre di armatura in seguito a corrosione, [33] ..	37
<b>Figura 3.17</b> - Variazione delle proprietà meccaniche per corrosione, [37] .....	38
<b>Figura 3.18</b> - Rappresentazione della variazione del legame costitutivo dell'acciaio .....	39
<b>Figura 3.19</b> - Variazione della forza di legame in funzione del livello di corrosione, [38] .....	40

<b>Figura 4.1</b> - Geometria del giunto Gerber, provino NS_REF, [25] .....	41
<b>Figura 4.2</b> - Configurazione della prova a flessione su tre punti, [25].....	43
<b>Figura 4.3</b> - Sezione longitudinale del tronco considerato .....	44
<b>Figura 4.4</b> - Sezione trasversale, posizionamento degli ancoraggi dei cavi da precompressione .....	44
<b>Figura 4.5</b> - Sezione Longitudinale,, andamento dei cavi da precompressione .....	45
<b>Figura 4.6</b> - Sezione longitudinale, posizionamento dell'armatura ordinaria .....	45
<b>Figura 5.1</b> - Superficie di danneggiamento iniziale nel caso di sforzo piano, [45] .....	49
<b>Figura 5.2</b> - Legge uniassiale a trazione, [45] .....	50
<b>Figura 5.3</b> - Legge uniassiale a compressione, [45].....	51
<b>Figura 5.4</b> - Regolarizzazione della legge uniassiale a compressione, [45].....	51
<b>Figura 5.5</b> - Legame costitutivo dell'acciaio.....	52
<b>Figura 5.6</b> - Legge di apertura della fessura, Energia di frattura, .....	53
<b>Figura 5.7</b> - Rappresentazione del metodo di Newton-Raphson, [77].....	56
<b>Figura 5.8</b> - Rappresentazione del metodo Newton-Raphson modificato, [77] .....	57
<b>Figura 5.9</b> - Modellazione geometrica del giunto, vista 3D .....	58
<b>Figura 5.10</b> - Dettaglio armature, vista 3D.....	58
<b>Figura 5.11</b> - Modellazione geometrica del giunto, vista xz .....	59
<b>Figura 5.12</b> - Dettaglio armature, vista piano xz .....	59
<b>Figura 5.13</b> - Caratteristiche del calcestruzzo.....	61
<b>Figura 5.14</b> - Caratteristiche dell'acciaio .....	61
<b>Figura 5.15</b> - Caratteristiche dell'acciaio relativo alle piastre di appoggio .....	62
<b>Figura 5.16</b> - Schema statico .....	62
<b>Figura 5.17</b> - Appoggio esterno .....	63
<b>Figura 5.18</b> - Vincolo di simmetria.....	63
<b>Figura 5.19</b> - Architettura della mesh.....	64
<b>Figura 5.20</b> - Partizione della mesh.....	64
<b>Figura 5.21</b> - Set-up analisi.....	66
<b>Figura 5.22</b> - Studio di convergenza per la dimensione della mesh (step di carico 300).....	67
<b>Figura 5.23</b> - Studio di convergenza per step di carico (mesh 3 cm).....	67
<b>Figura 5.24</b> - Step 10, inizializzazione della fessura.....	68
<b>Figura 5.25</b> - Step 100, sviluppo della fessura.....	68
<b>Figura 5.26</b> - Step 309, fessurazione a rottura .....	69
<b>Figura 5.27</b> - Step 25, Deformazione minima del calcestruzzo ad inizializzazione del crack ...	69
<b>Figura 5.28</b> - Step 100, Deformazione minima del calcestruzzo allo sviluppo del crack .....	70
<b>Figura 5.29</b> - Step 309, Deformazione minima del calcestruzzo a rottura .....	70
<b>Figura 5.30</b> - Step 25, Tensioni nelle barre di armatura ad inizializzazione del crack .....	71
<b>Figura 5.31</b> - Step 100, Tensioni nelle barre di armatura allo sviluppo del crack .....	71
<b>Figura 5.32</b> - Step 309, Tensioni nelle barre di armatura a rottura.....	71
<b>Figura 5.33</b> - Modello del giunto Gerber, vista 3D.....	72
<b>Figura 5.34</b> - Modello del giunto Gerber, vista piano yz .....	72
<b>Figura 5.35</b> - Modello del giunto Gerber, vista piano xz .....	73
<b>Figura 5.36</b> - Dettaglio armature del giunto Gerber, vista yz.....	73
<b>Figura 5.37</b> - Dettaglio armature del giunto Gerber, vista xz.....	73
<b>Figura 5.38</b> - Caratteristiche del calcestruzzo.....	74
<b>Figura 5.39</b> - Caratteristiche dell'acciaio ordinario .....	75

<b>Figura 5.40</b> - Caratteristiche dell'acciaio da precompressione .....	75
<b>Figura 5.41</b> - Valore di precompressione come stress iniziale .....	76
<b>Figura 5.42</b> - Caratteristiche dell'acciaio relativo alle piaste d'appoggio .....	76
<b>Figura 5.43</b> - Appoggi esterni.....	77
<b>Figura 5.44</b> - Vincolo di simmetria della sezione trasversale.....	77
<b>Figura 5.45</b> - Vincolo della superficie di sezionamento.....	78
<b>Figura 5.46</b> - Architettura della mesh.....	79
<b>Figura 5.47</b> - Modello partizionato .....	79
<b>Figura 5.48</b> - Set-up analisi.....	80
<b>Figura 5.49</b> - Curva di carico del giunto Gerber .....	81
<b>Figura 5.50</b> - Step 20, inizializzazione della fessurazione .....	82
<b>Figura 5.51</b> - Step 100, sviluppo della fessura.....	82
<b>Figura 5.52</b> - Step 200, fessurazione a rottura .....	82
<b>Figura 5.53</b> - Step 20, deformazione minima del calcestruzzo all'inizializzazione del crack ....	83
<b>Figura 5.54</b> - Step 100, deformazione minima del calcestruzzo allo sviluppo del crack.....	83
<b>Figura 5.55</b> - Step 200, deformazione minima del calcestruzzo a rottura.....	83
<b>Figura 5.56</b> - Step 20, tensioni nelle barre di armatura all'inizializzazione del crack .....	84
<b>Figura 5.57</b> - Step 100, tensioni nelle barre di armatura allo sviluppo del crack .....	84
<b>Figura 5.58</b> - Step 200, tensioni nelle barre di armatura a rottura .....	84
<b>Figura 6.1</b> - Rappresentazione della riduzione di sezione a seguito dell'attacco per pitting .....	86
<b>Figura 6.2</b> - Localizzazione della corrosione nel layout di armatura, giunto di Desnerck.....	88
<b>Figura 6.3</b> - Riduzione della sezione trasversale per livello di corrosione pari a 30%, Phi10 iniziale e Phi10 ridotto .....	90
<b>Figura 6.4</b> - Riduzione della sezione trasversale per livello di corrosione pari a 30%, Phi12 iniziale e Phi 12 ridotto.....	90
<b>Figura 6.5</b> - Variazione delle caratteristiche dell'acciaio in seguito a corrosione (50%), Phi10	91
<b>Figura 6.6</b> - Curva carico- spostamento del giunto di Desnerck, (10% corrosione).....	92
<b>Figura 6.7</b> - Localizzazione delle fessure a rottura, step 309 (10% corrosione).....	93
<b>Figura 6.8</b> - Deformazione minima del calcestruzzo a rottura, step 309 (10% corrosione).....	93
<b>Figura 6.9</b> - Tensioni nelle barre di armatura a rottura, step 309 (10% corrosione).....	93
<b>Figura 6.10</b> - Curva carico-spostamento del giunto di Desnerck, (30% corrosione).....	94
<b>Figura 6.11</b> - Localizzazione delle fessure a rottura, step 309 (30% corrosione).....	94
<b>Figura 6.12</b> - Deformazione minima del calcestruzzo a rottura, step 309 (30% corrosione).....	95
<b>Figura 6.13</b> - Tensioni nelle barre di armatura a rottura, step 309 (30% corrosione).....	95
<b>Figura 6.14</b> - Curva di carico-spostamento del giunto di Desnerck (50% corrosione).....	96
<b>Figura 6.15</b> - Localizzazione delle fessure a rottura, step 309 (50% corrosione).....	96
<b>Figura 6.16</b> - Deformazione minima del calcestruzzo a rottura, step 309 (50% corrosione).....	97
<b>Figura 6.17</b> - Tensioni nelle barre di armatura a rottura, step 309 (50% corrosione).....	97
<b>Figura 6.18</b> - Curva di carico-spostamento del giunto di Desnerck (10% di corrosione).....	98
<b>Figura 6.19</b> - Localizzazione delle fessure a rottura, step 309 ( 10% corrosione).....	98
<b>Figura 6.20</b> - Deformazione minima del calcestruzzo a rottura, step 309 (10% corrosione).....	99
<b>Figura 6.21</b> - Tensioni nelle barre di armatura a rottura, step 309 (10% corrosione).....	99
<b>Figura 6.22</b> - Curva di carico-spostamento del giunto di Desnerck (30% corrosione).....	100
<b>Figura 6.23</b> - Localizzazione delle fessure a rottura, step 309 ( 30% corrosione).....	100
<b>Figura 6.24</b> - Deformazione minima del calcestruzzo a rottura, step 309 (30% corrosione)...	101
<b>Figura 6.25</b> - Tensioni nelle barre di armatura a rottura, step 309 (30% corrosione).....	101

<b>Figura 6.26</b> - Curva carico-spostamento del giunto di Desnerck (50% corrosione).....	102
<b>Figura 6.27</b> - Localizzazione delle fessure a rottura, step 309 ( 50% corrosione).....	102
<b>Figura 6.28</b> - Deformazione minima del calcestruzzo a rottura, step 309 (50% corrosione) ...	103
<b>Figura 6.29</b> - Tensioni nelle barre di armatura a rottura, step 309 (50% corrosione) .....	103
<b>Figura 6.30</b> - Localizzazione della corrosione nel layout di armatura, viadotto esistente .....	104
<b>Figura 6.31</b> – Variazione delle caratteristiche dell'acciaio in seguito a corrosione (50%), acciaio ordinario.....	106
<b>Figura 6.32</b> - Curva di carico-spostamento del giunto esistente (10% corrosione) .....	107
<b>Figura 6.33</b> - Localizzazione delle fessure a rottura, step 200 (10% corrosione).....	107
<b>Figura 6.34</b> - Deformazione minima del calcestruzzo a rottura, step 200 (10% corrosione) ...	108
<b>Figura 6.35</b> - Tensioni nelle barre di armatura a rottura, step 200 (10% corrosione).....	108
<b>Figura 6.36</b> - Curva di carico-spostamento del giunto esistente (30% corrosione) .....	108
<b>Figura 6.37</b> - Localizzazione delle fessure a rottura, step 200 (30% corrosione).....	109
<b>Figura 6.38</b> - Deformazione minima del calcestruzzo a rottura, step 200 (30% corrosione) ...	109
<b>Figura 6.39</b> - Tensioni nelle barre di armatura a rottura, step 200 (30% corrosione).....	109
<b>Figura 6.40</b> - Curva di carico-spostamento del giunto esistente (50% corrosione) .....	110
<b>Figura 6.41</b> - Localizzazione delle fessure a rottura, step 200 (50% corrosione).....	110
<b>Figura 6.42</b> - Deformazione minima del calcestruzzo a rottura, step 200 (50% corrosione) ...	111
<b>Figura 6.43</b> - Tensioni nelle barre di armatura a rottura, step 200 (50% corrosione).....	111
<b>Figura 6.44</b> - Curva di carico-spostamento del giunto esistente (10% corrosione) .....	111
<b>Figura 6.45</b> - Localizzazione delle fessure a rottura, step 200 (10% corrosione).....	112
<b>Figura 6.46</b> - Deformazione minima del calcestruzzo a rottura, step 200 (10% corrosione) ...	112
<b>Figura 6.47</b> - Tensioni nelle barre di armatura a rottura, step 200 (10% corrosione).....	112
<b>Figura 6.48</b> - Curva di carico-spostamento del giunto esistente (30% corrosione) .....	113
<b>Figura 6.49</b> - Localizzazione delle fessure a rottura, step 200( 30% corrosione).....	113
<b>Figura 6.50</b> - Deformazione minima del calcestruzzo a rottura, step 200 (30% corrosione) ...	114
<b>Figura 6.51</b> - Tensioni nelle barre di armatura a rottura, step 200 (30% corrosione) .....	114
<b>Figura 6.52</b> - Curva di carico-spostamento del giunto esistente (50% corrosione) .....	114
<b>Figura 6.53</b> - Localizzazione delle fessure a rottura, step 200 ( 50% corrosione).....	115
<b>Figura 6.54</b> - Deformazione minima del calcestruzzo a rottura, step 200 (50% corrosione) ...	115
<b>Figura 6.55</b> - Tensioni nelle barre di armatura a rottura, step 200 (50% corrosione).....	115
<b>Figura 6.56</b> - Curve di carico-spostamento al variare del livello di corrosione: Riduzione della sezione trasversale dell'acciaio – giunto di Desnerck et al. ....	116
<b>Figura 6.57</b> - Curve di carico-spostamento al variare del livello di corrosione: Riduzione della sezione trasversale e di duttilità e resistenza dell'acciaio– giunto di Desnerck et al. ....	118
<b>Figura 6.58</b> - Curve di carico-spostamento al variare del livello di corrosione: Riduzione della sezione trasversale dell'acciaio – giunto esistente. ....	119
<b>Figura 6.59</b> - Curve di carico-spostamento al variare del livello di corrosione: Riduzione della sezione trasversale e di duttilità e resistenza dell'acciaio– giunto di Desnerck et al. ....	120



# ELENCO DELLE TABELLE

---

<b>Tabella 3.a</b> - Coefficienti empirici per la modifica del legame costitutivo dell'acciaio in seguito a corrosione, [37] .....	39
<b>Tabella 4.a</b> - Proprietà del calcestruzzo, [25] .....	42
<b>Tabella 4.b</b> - Proprietà dell'acciaio di armatura, [25].....	42
<b>Tabella 4.c</b> - Proprietà dell'acciaio degli appoggi,[25].....	42
<b>Tabella 4.d</b> - Caratteristiche del calcestruzzo .....	46
<b>Tabella 4.e</b> - Caratteristiche dell'acciaio per armatura lenta.....	46
<b>Tabella 4.f</b> - Caratteristiche acciaio per cavi da precompressione.....	46
<b>Tabella 5.a</b> - Valori di base dell'energia di frattura.....	54
<b>Tabella 5.b</b> - Valori dell'energia di frattura a trazione e compressione .....	59
<b>Tabella 5.c</b> - Caratteristiche del calcestruzzo .....	60
<b>Tabella 5.d</b> - Valori dell'energia di frattura a trazione e compressione .....	74
<b>Tabella 6.a</b> - Valori dei coefficienti empirici per la variazione del legame costitutivo dell'acciaio corroso, [78].....	87
<b>Tabella 6.b</b> - Sezione delle barre del gruppo X (0% corrosione).....	88
<b>Tabella 6.c</b> - Riduzione della sezione trasversale delle barre con il livello di corrosione, giunto di Desnerck .....	89
<b>Tabella 6.d</b> - Caratteristiche di resistenza e deformazione delle barre del gruppo X (0% corrosione).....	90
<b>Tabella 6.e</b> - Variazione delle caratteristiche di resistenza e deformazione dell'acciaio con il livello di corrosione.....	91
<b>Tabella 6.f</b> - Sezione delle barre del gruppo Y (0% corrosione) .....	104
<b>Tabella 6.g</b> - Riduzione della sezione trasversale delle barre con il livello di corrosione, viadotto esistente .....	105
<b>Tabella 6.h</b> - Caratteristiche di resistenza dell'acciaio delle barre del gruppo Y (0% corrosione).....	105
<b>Tabella 6.i</b> - Variazione delle caratteristiche di resistenza e deformazione dell'acciaio con il livello di corrosione.....	106

# 1. Introduzione

---

Ponti e viadotti costituiscono una percentuale cospicua delle infrastrutture odierne. L'ammaloramento o una perdita di attività di servizio può causare problematiche significative su tutta la rete stradale [1]. Tali strutture presentano, dunque, la necessità di un adeguato monitoraggio e, laddove lo si ritiene opportuno, interventi di manutenzione per la messa in sicurezza, garantendo un appropriato livello di funzionalità del manufatto.

Uno degli aspetti principali da valutare, quando si parla di strutture esistenti è la durabilità: la capacità delle strutture in c.a. di durare nel tempo, offrendo resistenza nei confronti delle sostanze aggressive provenienti dall'ambiente esterno, o nei confronti di qualsiasi altro tipo di degrado che possa intaccare le caratteristiche dei materiali o la sicurezza degli elementi strutturali.

La durabilità delle strutture e, in modo particolare, il degrado a cui esse sono soggette gioca un ruolo fondamentale sulla sicurezza delle opere. Il degrado strutturale si presenta come un deterioramento dell'integrità delle strutture in calcestruzzo armato e calcestruzzo armato precompresso e costituisce una delle cause di ammaloramento e possibile perdita delle funzionalità di servizio delle opere esistenti, fino ad arrivare, in alcuni casi, al collasso [1]. Esempi lampanti sono costituiti dal collasso del Viadotto Tangenziale Fossano (2017) e del Viadotto Polcevera a Genova (2018). Il degrado strutturale è un fattore intrinseco dell'opera d'arte, legato al naturale invecchiamento del materiale e all'azione di eventi operazionali ed ambientali. Una delle sue possibili manifestazioni consiste nell'inizializzazione del processo di corrosione delle armature metalliche, fenomeno che può influire negativamente sulla struttura localmente e globalmente. Essa infatti, causa la riduzione di sezione resistente nelle barre di acciaio, determinando una riduzione di resistenza e duttilità della struttura [2][3][4].

In uno scenario così vasto, tuttavia, l'attenzione si è concentrata su una particolare tipologia strutturale: i ponti a travata Gerber. Le travi Gerber sono state ampiamente utilizzate nel corso del ventesimo secolo, anche perché questa tipologia di strutture consente di ridurre notevolmente i tempi di costruzione grazie alla semplicità di applicazione e di utilizzo di elementi prefabbricati. Il patrimonio relativo a tale categoria di ponti è giunto a noi in presenza di ammaloramenti e quadri fessurativi già oltre il limite di inizializzazione soprattutto nella zona di giunzione. Una delle cause principali dei dissesti di tali strutture è appunto l'attacco di sostanze aggressive che causano il degrado, principalmente legato alla corrosione delle barre di armatura nella zona della

risega. Il degrado e nello specifico la corrosione, rappresenta una variabile interessante da valutare nelle strutture a travata Gerber, al fine di comprenderne il loro delicato comportamento.

L'obiettivo della tesi, infatti, è quello di fornire una relazione tra l'integrità del giunto e il livello di corrosione delle barre di armatura.

Il presente lavoro è suddiviso principalmente in due sezioni: introduzione del problema, modellazione FEM e introduzione della corrosione. Il metodo proposto consente di valutare la variazione della capacità del giunto in seguito all'aumento della percentuale di corrosione. Lo studio si pone come punto di partenza la modellazione FEM di due casi studio: la trave Gerber realizzata in laboratorio da Desnerck, Lees e Morley [24] e il giunto Gerber di un viadotto esistente. Il programma utilizzato per tale scopo è il software STKO, *toolkit* di Opensees. La calibrazione FEM si basa sullo studio della trave Gerber di Desnerck et al., di cui si hanno a disposizione i risultati sperimentali grazie ai dati di letteratura. Lo studio viene poi ampliato al caso reale relativo al viadotto. Tramite analisi successive si introduce il fenomeno di corrosione in termini di perdita di sezione e perdita di duttilità delle barre di armatura. I risultati ottenuti si pongono come un primo strumento nella determinazione dello stato di conservazione dei giunti Gerber, a volte concausa di crolli e dissesti.

La tesi si pone dunque come congiunzione di due importanti e delicati argomenti ossia le selle Gerber e il fenomeno di corrosione, con l'obiettivo di fornire un approccio innovativo nella trattazione del problema.

## 2. Ponti e viadotti a travata Gerber

---

### 2.1. Panorama infrastrutturale

L'espansione urbana europea del ventesimo secolo è relazionata al forte sviluppo economico e produttivo. Tra la fine dell'Ottocento e i primi anni del Novecento nacque l'esigenza di motorizzazione dei trasporti e con essa la necessità di un ampliamento delle reti stradali, accompagnato dalla progettazione delle prime autostrade e dalla creazione di un ente gestore che prese il nome di ANAS (Azienda Nazionale Autonoma per le Strade) [73]. Fu nel 1923 che ad opera dell'Ingegnere italiano Piero Puricelli si progettò la prima autostrada, ossia una strada priva di incroci adibita al traffico veloce, il primo tratto inaugurato fu quello Milano-Varese noto con il nome di Autostrada dei Laghi (1924) [73]. L'idea del tutto italiana venne poi adottata in molti altri Paesi europei, si pensi all'Autobahn tedesca, l'Autoroute francese e l'Autopista spagnola [73]. Anche le tecniche costruttive sono cambiate: già alla fine del 1800 si introdusse la tecnologia della precompressione ma fu solo nel 1928 che l'Ingegnere francese Freyssinet, formulò il concetto della moderna precompressione, una delle sue opere più rilevanti è il ponte Luzancy sulla Marna, struttura ad una sola campata (55m), realizzata adoperando la tecnica della precompressione a cavi post-tesi [70].

A seguito della seconda guerra mondiale, però, i danni subiti non furono pochi, migliaia di ponti restarono danneggiati o distrutti e molte strade rase al suolo. Il Dopoguerra, tuttavia, portò con sé un periodo di ricostruzione e rinascita soprattutto nel settore delle infrastrutture, sancito dalla stesura del nuovo programma delle opere pubbliche [58]. Nel 1964, fu inaugurata in Italia una delle reti autostradali più famose: l'Autostrada del Sole, infrastruttura che collega città da Milano a Napoli per un tracciato di 755 km [71] [72]. La nuova rete autostradale fu promotrice di nuove tecnologie costruttive vantando la realizzazione di diverse tipologie di ponti tra cui ponti ad arco, ponti a travata continua e ponti a travata Gerber [73]. Tra il 1950 e il 1970 si diffuse maggiormente l'utilizzo del cemento armato precompresso, un numero rilevante di ponti e viadotti, infatti, furono realizzati con questa tecnologia [59]. In Italia, uno dei maggiori esponenti di quel periodo nell'impiego della tecnica della precompressione fu l'Ingegnere Riccardo Morandi. Quest'ultimo insieme ad altri come Nervi, Zorzi e Cestelli sono solo alcuni tra gli Ingegneri di spicco conosciuti per la capacità di ricercare soluzioni tecnologiche di grande rilevanza, le loro opere sono, ancora oggi, una parte fondamentale del patrimonio ingegneristico e architettonico.

## 2.2. Le selle Gerber: cenni storici e considerazioni generali

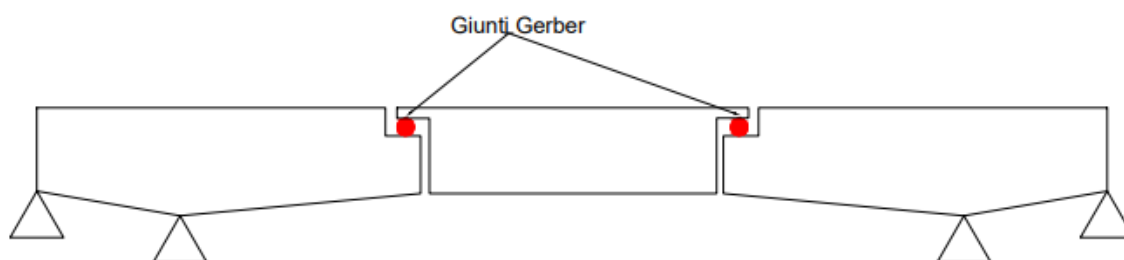
Al termine del XIX secolo i ponti rilevanti erano in acciaio ad arco o articolati. Lo schema ad arco consentiva il semplice sfruttamento del meccanismo resistente a compressione dei materiali. I ponti articolati, invece, sono strutture continue con la presenza di sconnessioni in sezioni specifiche della campata, al fine di rendere la struttura isostatica [46].

Lo schema strutturale di questa tipologia di ponte prende il nome dal suo inventore Heinrich Gottfried Gerber, un ingegnere tedesco che, nel 1866, portò a termine il progetto del ponte Hassfurt Brücke: struttura a tre campate con due sconnessioni cerniera e carrello in corrispondenza della campata centrale, supportata dalle travi a sbalzo di estremità [47].



*Figura 2.1 - Schema strutturale del ponte Hassfurt Brücke (Heinrich Gerber, 1866), [60]*

La trave Gerber consiste, dunque, in una trave di sezione ridotta alle sue estremità, supportata da monconi o travi adiacenti come riportato nella Figura 2.2, si tratta pertanto o di travi semplicemente appoggiate o di travi su due appoggi con estremità a sbalzo.

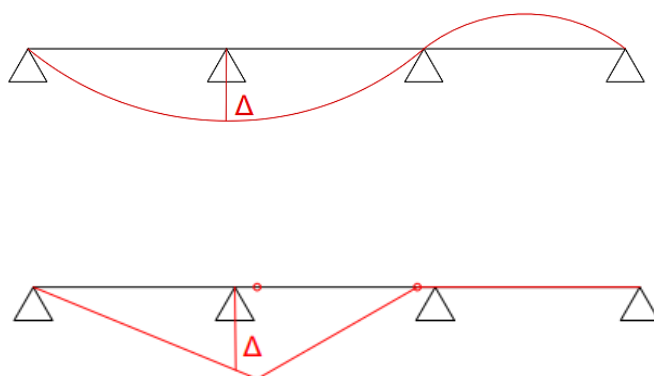


*Figura 2.2 - Schema statico ponte a travata Gerber*

Negli Stati Uniti, questa tipologia strutturale prese piede circa dieci anni dopo con la costruzione del ponte sul Kentucky, progettato da Charles Shaler Smith.

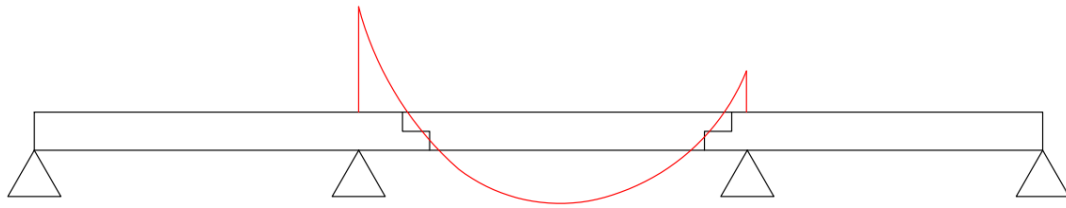
In Italia questo schema strutturale ha avuto vasta popolarità per i vantaggi che presenta: il calcestruzzo armato precompresso, infatti, utilizzato per travi tipo Gerber consente di realizzare travi di luci notevoli e dimensioni paragonabili alle travi d'acciaio [46]. Anche in Inghilterra tra il 1960 e il 1970 i ponti a travata Gerber ebbero notevole successo, arrivando alla costruzione di circa quattrocento ponti e viadotti che adottavano questa tipologia di giunto [23].

Lo schema a travata Gerber ha riscontrato molto favore nella costruzione dei ponti poiché consentiva di abbinare i vantaggi delle travature continue a quelli delle strutture isostatiche. Lo schema semplicemente appoggiato, infatti, non sviluppa azioni interne quali cedimenti vincolari o variazioni termiche [48], per tale motivo la trave Gerber è impiegata quando vi è la probabilità che la struttura sia soggetta a cedimenti differenziali dovuti alla natura del terreno. Nella Figura 2.3 si può notare un confronto diretto della risposta di una trave continua e di una trave Gerber ad un cedimento vincolare: la trave continua si inflette generando uno stato di sollecitazione interna, mentre la trave semplicemente appoggiata non è soggetta a deformazione e pertanto non è caricata.



*Figura 2.3 - Trave continua soggetta a cedimento vincolare (a),  
trave Gerber soggetta a cedimento vincolare (b)*

Le strutture a travata Gerber consentono la rotazione dei giunti che sono collocati in corrispondenza delle sezioni a momento flettente nullo, questo garantisce una distribuzione del momento flettente come nelle travi continue ma con uno schema di tipo isostatico (Figura 2.4). Il giunto è schematizzato come una cerniera, dunque le sollecitazioni di taglio e sforzo normale sono trasmesse alle altre campate.



*Figura 2.4 - Collocazione dei giunti Gerber e andamento del momento flettente*

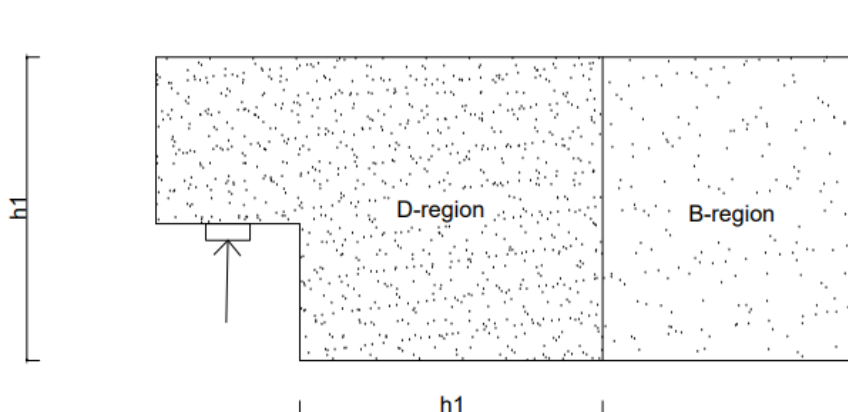
Tale tipologia strutturale presenta, tuttavia, degli svantaggi:

- Uno schema costituito da travi semplicemente appoggiate rappresenta un rischio maggiore nei confronti del crollo, difatti è necessario il collasso di una sola sezione per determinare il crollo dell'intera campata. Contrariamente, le travi continue presentano delle riserve plastiche proprie delle strutture iperstatiche, per cui la struttura continua a resistere fino ad esaurimento di tali riserve;
- Le zone di giunzione risultano poco accessibili per ispezioni o interventi, causando in questo modo un'ulteriore vulnerabilità delle barre di armatura presenti nel giunto che, a causa delle infiltrazioni d'acqua, incorrono nel fenomeno di corrosione [49];
- Gli schemi adottati per la progettazione dei giunti sono molteplici, diversi autori infatti hanno affrontato il tema fornendo varie proposte e ciò ha portato ad una non univocità della trattazione.

Alla luce di quanto detto le selle Gerber presentano parimenti vantaggi e svantaggi, la ricerca di un adeguato metodo di verifica è alla base della prevenzione di eventi catastrofici e attraverso lo studio costante e sempre più all'avanguardia è possibile valutare i parametri che influiscono sul comportamento di tali strutture e analizzarne gli effetti.

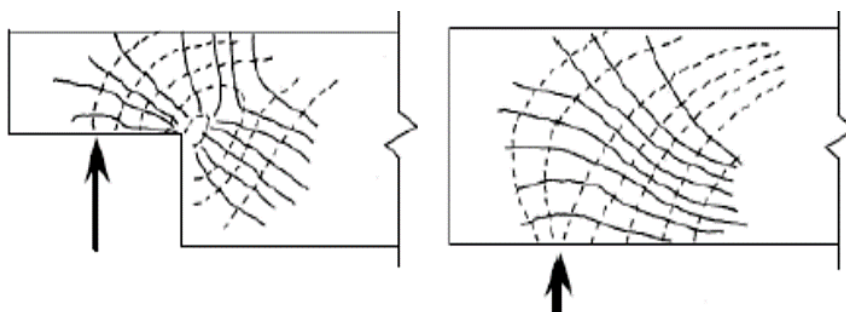
### 2.2.1. Progettazione, verifica e norme di riferimento

La particolare geometria delle selle Gerber porta alla suddivisione della struttura in due regioni differenti, definite come *B-regions* e *D-regions* [50].



*Figura 2.5 – Individuazione di D-region e B-region in una sella Gerber*

Le B-regions (da Bernoulli), sono zone dell'elemento strutturale, in cui vale l'ipotesi di Bernoulli-Navier secondo cui si ha la conservazione delle sezioni piane, in tal caso la progettazione degli elementi strutturali segue i codici classici della Scienza delle Costruzioni. Le D-regions, invece, sono zone in cui non è possibile applicare l'ipotesi precedente poiché zone di discontinuità in cui si ha uno stato tensionale bi/tridimensionale. La discontinuità può essere di tipo statico come per le aree di applicazione di carichi concentrati e per le zone di vincolo, o di tipo geometrico ad esempio per la variazione di sezione come nel caso dei giunti Gerber, dove il flusso delle tensioni è interrotto a causa della brusca variazione di geometria (Figura 2.6).

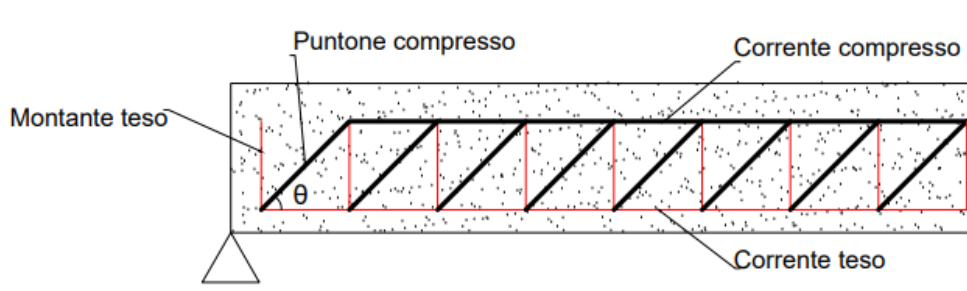


*Figura 2.6 - Confronto del flusso di tensioni nelle selle Gerber e nelle travi, [61]*



Diversi autori nel corso degli anni hanno studiato le selle Gerber, cercando un sistema affidabile ed efficace di progettazione. Numerosi sono i Codici che consentono la progettazione del giunto quali PCI, ACI e British Standard, tuttavia ogni approccio ha un livello di accuratezza differente e nel calcolo della resistenza delle travi Gerber non è noto a priori quale sia il metodo più attendibile. Pur non essendo un tema affrontato nel presente elaborato di tesi si ritiene utile, per una più chiara comprensione del comportamento strutturale, fornire un breve sunto del sistema di progettazione e verifica.

Un metodo largamente usato per la progettazione è il metodo *Strut&Tie* (*S&T*) o tirante-puntone che fornisce un approccio per il progetto delle zone di discontinuità o D-regions, legato al concetto di traliccio equivalente (Ritter e Morsh [51] [52]): un modello reticolare costituito dalle barre di armatura (tiranti) collocate lungo le isostatiche di trazione, in particolare le barre inferiori longitudinali e le staffe verticali, e dai puntoni in calcestruzzo compressi e inclinati a  $45^\circ$  (Figura 2.7). Il modello a traliccio equivalente, anche indicato come *truss model* veniva utilizzato per le B-regions degli elementi strutturali, attualmente il modello è stato esteso anche al calcolo e alla progettazione delle D-regions, prendendo il nome di *Strut&Tie model*.



**Figura 2.7 - Traliccio di Ritter e di Morsh**

Il metodo tirante-puntone consente di individuare un modello reticolare costituito da elementi lineari che si collocano in corrispondenza delle linee di flusso di compressione (puntone) e di trazione (tiranti). Tali elementi sono collegati tra loro tramite nodi dove si applicano tutte le forze agenti e in cui deve valere l'equilibrio, essendo il traliccio isostatico [62].

Le fasi di progetto delle zone di discontinuità sono:

- Individuare il modello reticolare in equilibrio con le azioni sul contorno;
- Calcolare le forze nelle bielle tese e compresse;
- Dimensionare puntone, tiranti e nodi per le forze calcolate allo step precedente, dunque calcolare il quantitativo di armatura necessario (Normativa ACI-318-14 [63]);
- Verificare gli elementi della reticolare [55].

È necessario tenere presente che si possono individuare più meccanismi possibili e ad ogni soluzione corrisponde un diverso comportamento strutturale.

Il metodo così definito è stato a lungo oggetto di studio nell'ambito delle selle Gerber, molti ricercatori, infatti, hanno individuato possibili modelli reticolari al fine di determinare il layout di armatura dei giunti e i parametri che ne influenzano il comportamento. Nel 1979 Mattock e Chan [53] furono tra i primi a studiare il comportamento dei giunti, individuando una strategia di progettazione secondo cui le selle potevano essere progettate come delle mensole ribaltate considerando un rinforzo aggiuntivo, ossia staffe verticali, immediatamente a destra della risega in grado di bilanciare la forza di compressione inclinata [53]. Nella Figura 2.8 è mostrata l'analogia tra i due modelli.

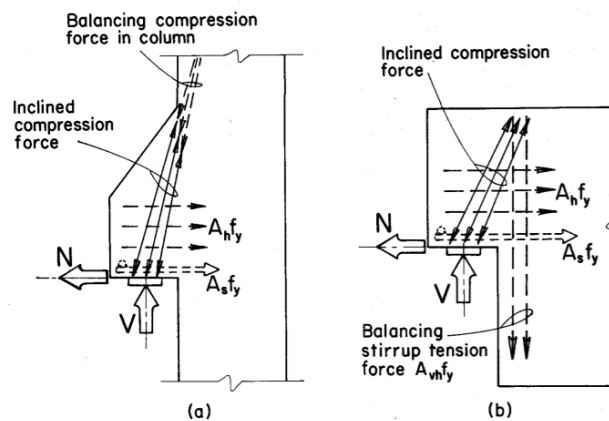


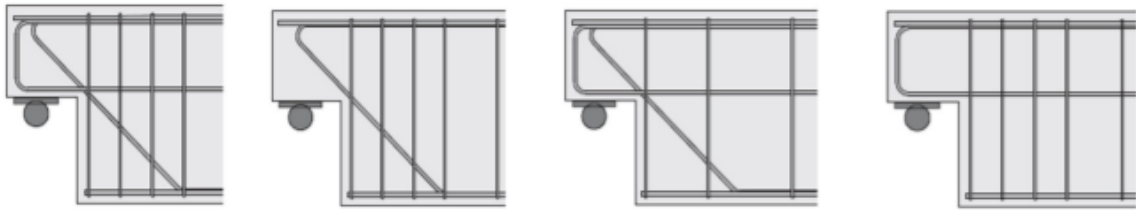
Figura 2.8 - Confronto della distribuzione delle forze interne nel sistema a mensola (a) e nella selle Gerber (b), [53]

Un modello successivo è stato sviluppato da Liem nel 1983 [54] che introdusse una barra diagonale nella zona di risega. I risultati evidenziarono come una sella Gerber armata con barre inclinate a  $45^\circ$  presentava una resistenza due volte maggiore rispetto ad una sella armata con barre orizzontali o verticali [54].

Nel 2003 Lu et al. [64] condussero ulteriori studi sui giunti Gerber, analizzando i parametri che ne influenzano maggiormente il comportamento tra cui la resistenza del calcestruzzo e la configurazione delle barre di rinforzo. I risultati dei test evidenziarono che aumentando la resistenza caratteristica del calcestruzzo e il quantitativo di barre di armatura orizzontali, la capacità aumentava [64].

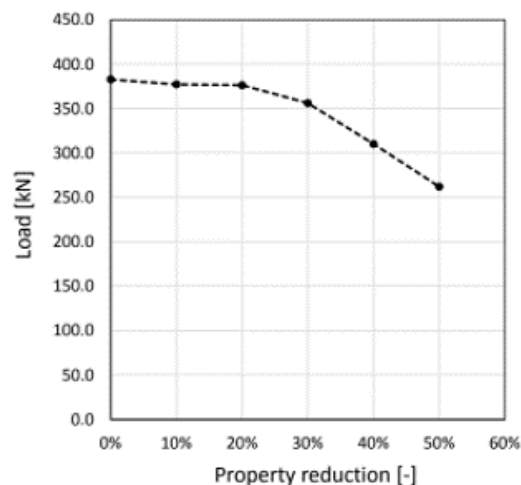
Un altro studio è quello di Desnerck et al., il quale nel 2016 valutò la variazione della risposta strutturale di giunti Gerber realizzati con diverse configurazioni di armatura (Figura 2.9), evidenziando come l'assenza di barre ad U di collegamento tra la risega e la trave a sezione piena portava ad una piccola riduzione della capacità portante e ad una rottura di tipo fragile, mentre il

mancato utilizzo di una barra diagonale comportava una riduzione notevole della resistenza globale (circa 39%) [25].



**Figura 2.9** - Configurazioni di armature dei diversi provini studiati da Desnerck et al., [25]

Il fulcro della ricerca, tuttavia, non è legato alla resistenza ultima delle selle Gerber bensì all'influenza della corrosione nel comportamento dei giunti di cui si parlerà più in dettaglio nei capitoli successivi. A tal proposito uno studio interessante è quello condotto dallo stesso Desnerck [23], il quale effettuò delle analisi di laboratorio sulle selle Gerber valutandone lo stato di deterioramento e la variazione della risposta legata al livello di corrosione. Egli individuò che per un livello di corrosione pari al 40%, considerato in termini di perdita di sezione delle barre, si può arrivare ad un decremento di circa il 20% della capacità del giunto (Figura 2.10) [25][23].



**Figura 2.10** - Variazione della resistenza di picco di una sella Gerber con il livello di corrosione (% perdita di sezione), [91]

Nel febbraio 2021, Santarsiero et al. [56] svolsero un'analisi meccanico-chimica sull'effetto della corrosione da attacco di cloruri su una sella Gerber di un viadotto esistente, calcolando la concentrazione di cloruri a diverse profondità. Essi rilevarono che a 45 anni dalla costruzione si ha una perdita di resistenza pari al 6% mentre a 95 anni una riduzione del 18% nella resistenza di picco [56].

Questi sono solo alcuni degli studi sperimentali eseguiti sulle selle Gerber, per cui si nota facilmente come il tema sia piuttosto vasto.

Il comportamento strutturale dei semigiunti può essere anche valutato attraverso l'utilizzo di programmi di calcolo basati sul Metodo degli Elementi Finiti, che consentono di cogliere i meccanismi di danneggiamento del materiale grazie ad analisi non lineari. Nel presente elaborato di tesi ci si è concentrati sulla modellazione agli Elementi Finiti per analizzare la risposta complessiva delle selle Gerber soggette al fenomeno corrosivo.

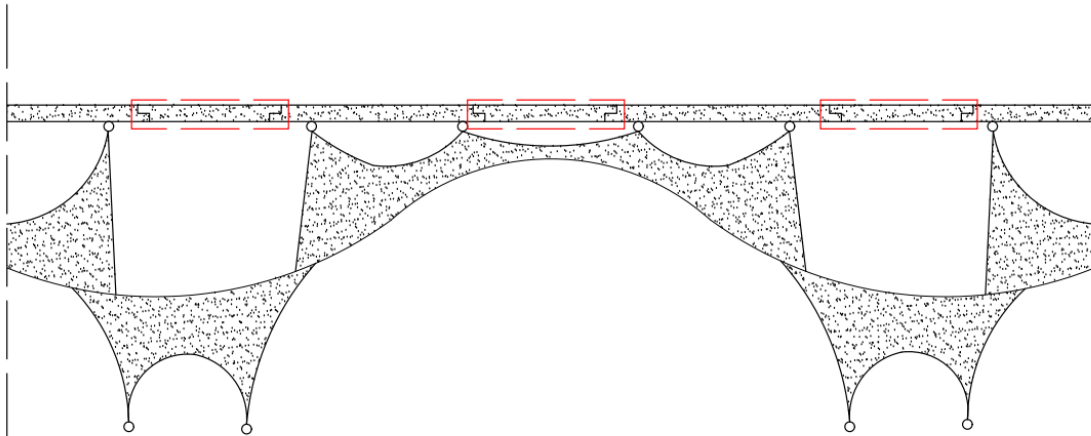
### 2.2.2. Problematiche osservate

Come già anticipato nel paragrafo 2.1. le problematiche osservate nelle strutture a travata Gerber non sono trascurabili. Nonostante il rispetto dei codici e delle normative europee, tali strutture risultano vulnerabili alle condizioni ambientali e all'attacco da parte di agenti aggressivi, causandone il degrado dei materiali. Condizioni sfavorevoli per la conservazione dei giunti sono rappresentate da una mancanza di un adeguato sistema di drenaggio o di impermeabilizzazione, infatti le infiltrazioni d'acqua e dei sali disgelanti sono la causa di inizializzazione del processo corrosivo delle barre di armatura che determinano una perdita di resistenza dell'intero elemento strutturale [57]. Se a questo si unisce la difficoltà di un efficiente piano manutentivo a causa della limitata accessibilità delle zone di estremità, il rischio di crollo aumenta inevitabilmente. In una ricerca di Desnerck et al. si evidenzia come in Inghilterra il 38% dei ponti di questa tipologia strutturale è deteriorato a causa di danneggiamenti legati al fenomeno corrosivo [79].

Innumerevoli ispezioni effettuate sui ponti a travata Gerber hanno rilevato lo stato di ammaloramento delle selle. In uno studio condotto da Nicholson T. sono stati mostrati gli esiti delle ispezioni condotte in Australia su due ponti della tipologia analizzata, in cui si evidenziava come le infiltrazioni di acqua avessero portato alla corrosione delle barre di armatura della risega e al deterioramento del calcestruzzo [80]. Altre ispezioni condotte per il ponte Medway in Inghilterra rivelarono una riduzione della sezione delle armature di rinforzo in corrispondenza della zona di giunzione pari al 50% [81].

Un altro esempio da annoverare è il ponte sul Basento (Potenza), progettato dall'Ingegnere Sergio Musmeci e costruito tra il 1971 e il 1976. Si tratta di un ponte con impalcato a cassone, interrotto in corrispondenza delle sezioni a momento nullo tramite l'utilizzo delle selle Gerber [82]. L'impalcato è poi sostenuto da una membrana in calcestruzzo che ne rappresenta la particolarità architettonica.

Nella Figura 2.11 è mostrato lo schema statico del ponte.



*Figura 2.11 - Schema statico del ponte Musmeci*

Le selle Gerber della presente opera sono armate con barre diagonali e orizzontali  $\phi 30$  e staffe verticali equispaziate  $\phi 10$ . Lo stato attuale del ponte mostra segni di deterioramento soprattutto nella zona di giunzione come riportato in Figura 2.12 [56]. Il danneggiamento del ponte può essere legato alla scarsa manutenzione e riparazione dei sistemi di drenaggio che ha portato alla corrosione delle barre di armatura con conseguente fessurazione del calcestruzzo ed espulsione del copriferro [56].

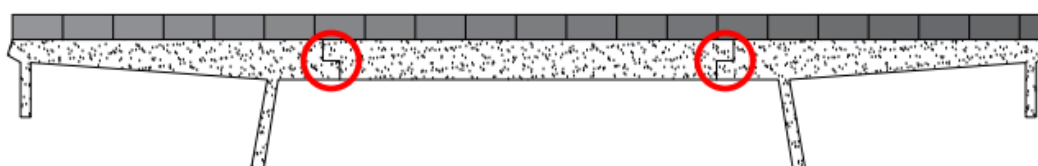


*Figura 2.12 - Dettaglio deterioramento sella Gerber del ponte Musmeci, [56]*

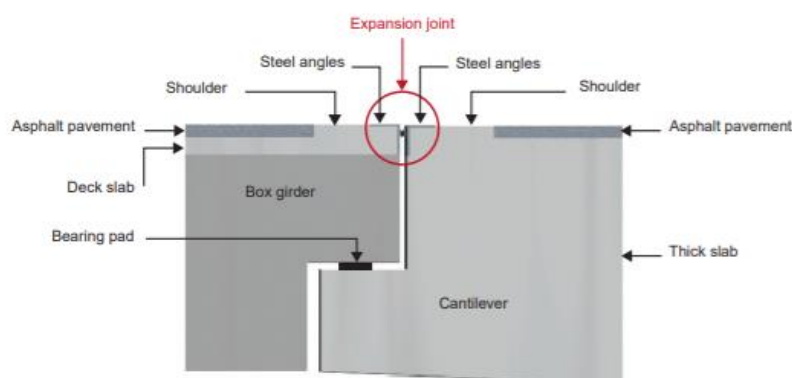
È pertanto evidente come la particolare geometria del giunto influisca sul degrado dello stesso: l'acqua ristagna a livello della connessione incrementando la possibilità di corrosione delle barre.

In aggiunta il particolare schema statico dei ponti a travata Gerber porta con sé lo svantaggio intrinseco di un collasso catastrofico, al raggiungimento della capacità resistente di una sezione consegue il collasso dell'intero elemento strutturale [26].

Un esempio lampante della vulnerabilità di tale tipologia strutturale è il collasso del ponte La Concorde in Quebec (Canada, 2006), si tratta di un viadotto costruito nel 1968, caratterizzato da una campata centrale costituita da travi Gerber prefabbricate in calcestruzzo armato precompresso, appoggiate alle campate laterali a sbalzo realizzate in situ.



*Figura 2.13 - Schema strutturale del viadotto La Concorde (Canada)*

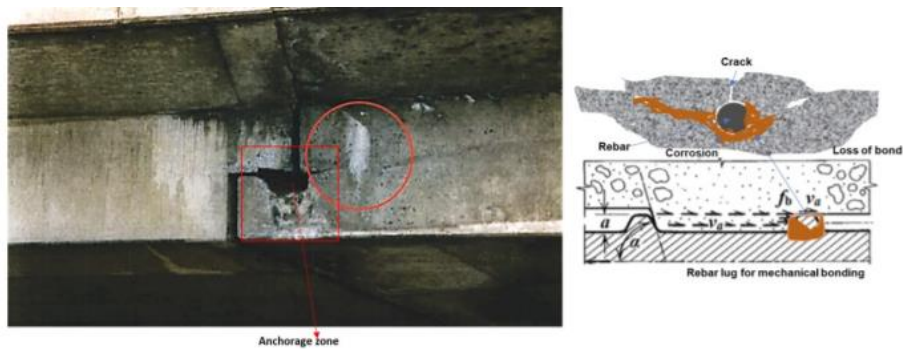


*Figura 2.14 - Dettaglio del giunto Gerber, [67]*

La realizzazione del cavalcavia non venne adeguatamente supervisionata e questo comportò il fatto che al termine della costruzione la struttura non rispettava i disegni e le specifiche tecniche di progetto, in modo particolare le barre di armatura non furono posizionate correttamente [65], inoltre, come previsto dai Codici in quegli anni, le travi non necessitavano di alcuna staffatura, pertanto non era garantita una sufficiente resistenza a taglio [66] e l'ancoraggio delle barre nella zona di discontinuità non fu progettato idoneamente.

Il crollo della campata centrale, avvenuto nel 2006 sotto l'azione del solo peso proprio, evidenziò come il livello di degrado fosse in uno stato ormai avanzato: la tipologia di calcestruzzo molto porosa e la mancanza di interventi adeguati nel corso degli anni facilitarono il deterioramento del

giunto che sotto l'azione di agenti atmosferici e la penetrazione di sostanze inquinanti favorirono la corrosione delle barre, accelerando in questo modo la fessurazione e il successivo collasso.



**Figura 2.15** - Condizione di deterioramento del giunto Gerber per corrosione prima del crollo, [67][68]

Nella Figura 2.15 è evidenziato lo stato di conservazione del giunto prima del crollo. Riassumendo, il collasso del viadotto non è attribuibile ad una singola causa, bensì è legato alla compartecipazione di più fattori tra cui il disallineamento delle barre, riparazioni non idonee e la fessurazione del calcestruzzo dovuto alla corrosione delle barre di armatura [66][23].

Dagli esempi riportati si può facilmente dedurre come l'assenza di un adeguato monitoraggio connesso a fenomeni di degrado possa inficiare notevolmente la capacità resistente delle selle Gerber. In modo particolare il fenomeno corrosivo può essere molto insidioso per tali strutture, pertanto la disponibilità di uno studio sull'influenza della corrosione risulta di notevole importanza, al fine di valutare la variazione della capacità del giunto e delle prestazioni strutturali. Nel seguito di questa ricerca, infatti, si affronta nel dettaglio l'argomento, il capitolo che segue consente di approfondire il tema della corrosione dal punto di vista teorico.

### 3. Il fenomeno della corrosione

---

Il calcestruzzo è un materiale di notevole importanza nel settore infrastrutturale. Come anticipato nei paragrafi precedenti, quasi tutto il patrimonio costruito tra gli anni '50 e '70 è stato realizzato in calcestruzzo armato (c.a.) e calcestruzzo armato precompresso (c.a.p.). In principio le strutture in calcestruzzo armato e precompresso si sono considerate strutture intrinsecamente durevoli. Nel corso degli anni, però, si sono iniziati a manifestare i primi fenomeni di degrado, evidenziando la non-eternità delle strutture in c.a. e c.a.p., e l'influenza che la durabilità del materiale ha su di esse. I fenomeni di degrado, infatti, alterano le proprietà chimico-fisiche delle opere, inficiandone il comportamento strutturale e la vita di servizio [5][6][7].

Fenomeno particolarmente invasivo e che influisce in maniera preponderante sul danneggiamento delle strutture è la corrosione delle barre di armatura annegate nel calcestruzzo. Il fenomeno corrosivo rappresenta una delle forme di degrado più insidiosa ed estesa che incide notevolmente sulla sicurezza delle strutture. È dunque necessaria un'ampia conoscenza dell'argomento al fine di realizzare strutture sicure e che rispettino i requisiti sulla vita utile.

La corrosione è distinta principalmente in:

- Corrosione umida, se in presenza di acqua;
- Corrosione secca, in assenza di acqua e ad elevate temperature.

Il tipo di corrosione più frequente è sicuramente la corrosione di natura elettrochimica che si verifica quando il metallo è a contatto con sostanze aggressive in presenza di acqua o vapore acqueo.

Dal punto di vista chimico, la corrosione scaturisce dalla generazione di una cella galvanica tra due pile (anodo e catodo) a circuito chiuso in ambiente elettrolita. Si tratta di una reazione di ossido-riduzione che prevede un processo anodico di dissoluzione del metallo e un processo catodico di riduzione di una specie chimica. Il materiale metallico funge da elettrodo, mentre l'ambiente circostante funge da elettrolita, molto spesso si tratta di uno strato di umidità condensata con una certa concentrazione di ioni disciolti.

Riassumendo, i requisiti fondamentali affinché la reazione corrosiva avvenga sono la presenza di:

- Metallo;
- Elettrolita;
- Ossigeno.



Nello specifico la corrosione del ferro avviene con la formazione di un processo di ossidazione (Figura 3.1) e sulla superficie del metallo si creano due zone distinte:

- una zona che si comporta da anodo, sede della reazione di ossidazione;
- una zona che si comporta da catodo, sede della reazione di riduzione [8][9][10].

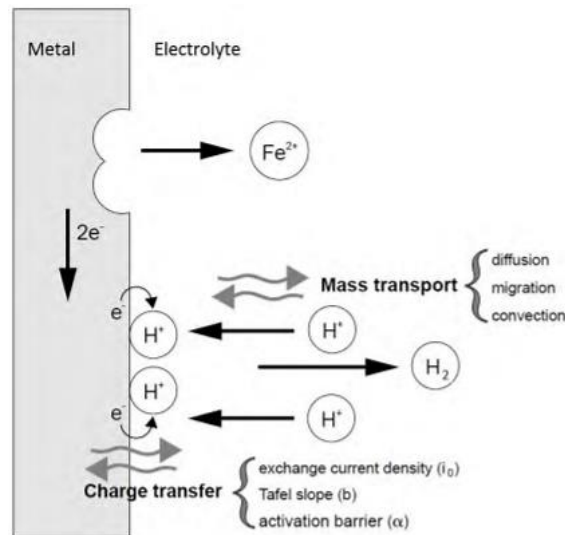


Figura 3.1 - Meccanismo di corrosione dell'acciaio, [8]

Nella Figura 3.1 si mostra in maniera semplificata il meccanismo di corrosione. Le reazioni di ossidazione del metallo e riduzione dell'ossigeno comportano un distacco superficiale e i prodotti della corrosione quali gli ioni Ferro e Idrossido, reagendo con la soluzione acquosa, portano alla formazione della cosiddetta ruggine rossa [7][9][10].

Nei paragrafi successivi si descrive nel dettaglio il meccanismo corrosivo delle barre di armatura, valutandone le cause e gli effetti, i processi d'innescio e propagazione ed i fattori che incidono sulla durabilità delle strutture.

### 3.1. La corrosione delle barre di armatura: innescio e propagazione

Nelle strutture in calcestruzzo le barre di armatura risultano protette dal getto, inizialmente. Il calcestruzzo, infatti, è costituito da una soluzione ad elevata alcalinità, presente nei pori capillari ed avente un  $pH > 11.5$  che favorisce la condizione di passività, protettiva per le barre [3].

Tuttavia, come si vedrà meglio nel prossimo paragrafo, con il tempo il calcestruzzo è soggetto a fenomeni di deterioramento causati dall'attacco di sostanze aggressive che potrebbero comprometterne le capacità protettive, portando alla rottura del film passivante e rappresentando

la condizione primaria di innesco del fenomeno corrosivo. Appena lo strato di rivestimento delle armature è distrutto, la corrosione avviene solo se la superficie viene a contatto con acqua e ossigeno [3].

Il processo corrosivo dei tondini di acciaio può essere così schematizzato:

- fase di innesco, attacco da parte di agenti aggressivi che portano alla perdita della condizione di passività;
- fase di propagazione, distruzione del rivestimento protettivo e periodo in cui la corrosione avanza [12][13][14].

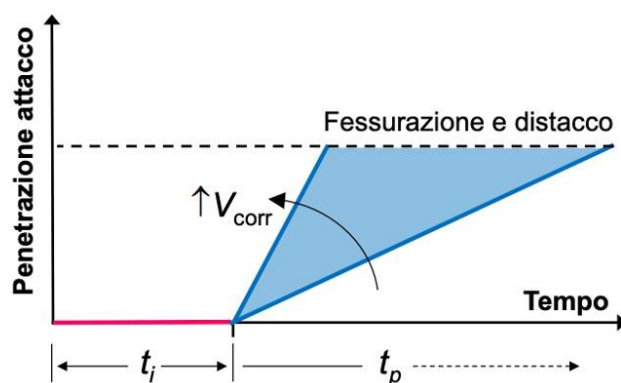


Figura 3.2 – Innesco e propagazione del fenomeno corrosivo in strutte in calcestruzzo, [27]

## 3.2. Cause

L'innesco della corrosione accade per una o più delle seguenti motivazioni:

- Ingresso di anidride carbonica, la quale potrebbe ridurre l'alcalinità del calcestruzzo portando il pH a valori più bassi (*carbonatazione*);
- Attacco di cloruri, i quali penetrano nel calcestruzzo fino a raggiungere la superficie delle barre e comportano la rottura del film protettivo, provocando in questo modo una corrosione localizzata (*attacco da cloruri*);
- In presenza di campi elettrici, le correnti vaganti che fuoriescono dalle armature potrebbero portare alla perdita del film passivante e dunque ad una maggiore esposizione agli agenti corrosivi [3].

Nello specifico l'attacco da parte di cloruri dà luogo ad una corrosione localizzata, mentre una riduzione del pH dovuta a carbonatazione porta al distacco completo del film protettivo causando una corrosione generalizzata, come si riporta nella Figura 3.3.

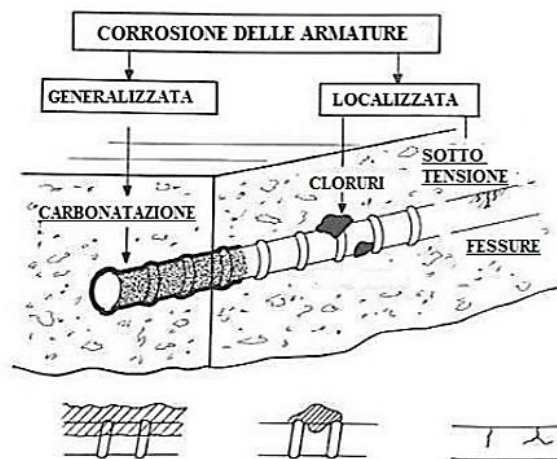
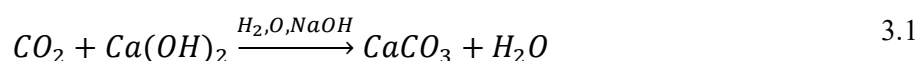


Figura 3.3 - Tipologie di corrosione nel calcestruzzo armato, [15]

### › Carbonatazione

Quando l'anidride carbonica presente in atmosfera, trova dei punti di ingresso nelle strutture in calcestruzzo, essa porta alla perdita di alcalinità e, dunque, dello strato di protezione delle barre di armatura. L'effetto della penetrazione di CO<sub>2</sub> è molto pericoloso, infatti l'anidride carbonica reagendo con calce, silicati, solfo-alluminati presenti nel calcestruzzo, porta alla formazione di carbonato di calcio e vapore acqueo. Il carbonato di calcio è una sostanza meno basica dello strato passivante, la conseguenza è che lo strato di ossidi presente sulla superficie delle barre si rompe e si ha la depassivazione delle barre di armatura [3][14].

La reazione di carbonatazione viene schematizzata nel seguente modo:



La carbonatazione comporta dei vantaggi per il calcestruzzo provocando un'occlusione dei pori e rendendo pertanto la miscela meno porosa, tuttavia la depassivazione delle barre espone le stesse all'attacco da parte di sostanze corrosive che possono penetrare all'interno della matrice. L'innescarsi del fenomeno corrosivo comporta la formazione di un film di ossidi (ruggine) sulla superficie delle barre provocando un'espansione volumetrica delle armature, mentre nella pratica la sezione efficace diminuisce. L'aumento di volume occupato da parte degli ossidi è accompagnato dalla fessurazione del copriferro legata al fatto che il calcestruzzo si oppone a tale espansione fino ad arrivare alla rottura [14]. Questo fenomeno è anche noto con il termine *spalling* e rappresenta un pericolo poiché porta le barre ad essere più esposte ad agenti aggressivi.

È possibile valutare la variazione di spessore di calcestruzzo carbonatato nel tempo attraverso la seguente formulazione:

$$s = K \cdot t^{\frac{1}{n}} \quad 3.2$$

in cui  $s$  rappresenta lo spessore di strato sottoposto a carbonatazione,  $t$  è il tempo trascorso,  $n$  è un coefficiente legato alla porosità del materiale e  $K$  è il coefficiente di penetrazione della carbonatazione che dipende da diversi fattori quali, umidità relativa del calcestruzzo, concentrazione di anidride carbonica, temperatura, alcalinità del calcestruzzo e rapporto acqua/cemento [3][14].

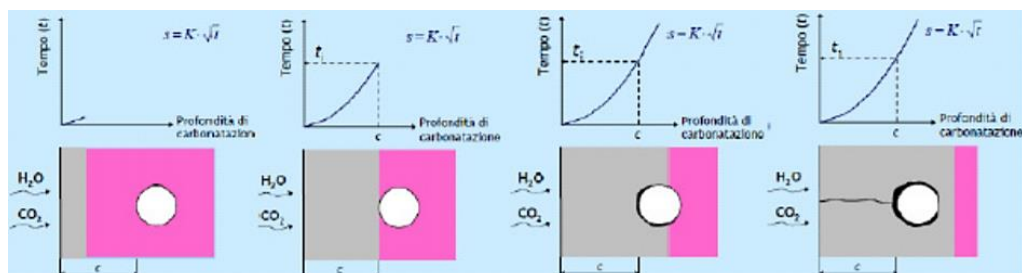


Figura 3.4 - Evoluzione del fenomeno di carbonatazione, [83]

Nella Figura 3.4 è mostrato l'avanzamento nel tempo del fenomeno di carbonatazione, dove la zona di colore violaceo rappresenta la parte carbonatata.

Una tecnica che consente di individuare lo spessore di calcestruzzo carbonatato è quella di spruzzare su una superficie di calcestruzzo deteriorata, una soluzione di fenolftaleina. L'effetto di questa soluzione è quello di evidenziare le zone a pH superiore a 9 tramite colorazione violacea, tipica della fenolftaleina in ambiente basico, mentre le zone carbonatate e quindi con pH inferiori restano incolori.



Figura 3.5 - Esempio di prova con fenolfaleina

Derivando l'equazione 3.2 è possibile calcolare, anche la velocità di avanzamento della carbonatazione:

$$\frac{ds}{dt} = \frac{K}{n} \cdot t^{\frac{1-n}{n}} \quad 3.3$$

Nella Figura 3.6 si riportano le velocità di corrosione per effetto del fenomeno di carbonatazione in funzione dell'umidità relativa dell'aria a contatto con il calcestruzzo.

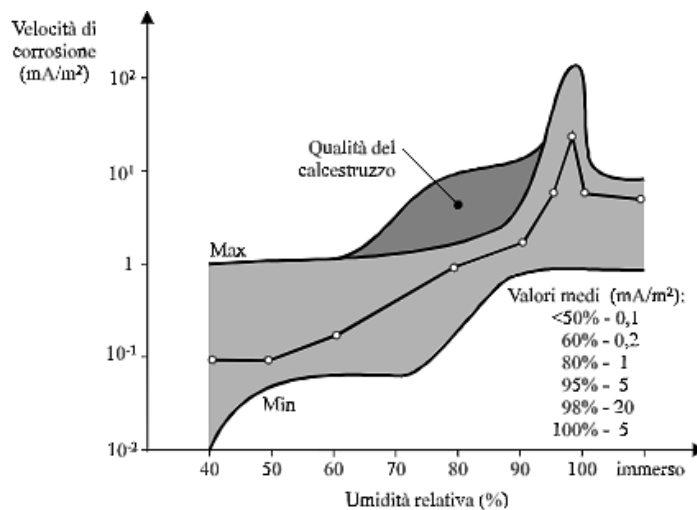


Figura 3.6 - Velocità di corrosione in calcestruzzo carbonatato al variare di U.R., [3]

Dal grafico è facilmente riscontrabile che le velocità massime di corrosione si hanno solo in caso di massima saturazione [3].

› Attacco da cloruri

L'attacco da cloruri costituisce una causa molto ricorrente di corrosione ed è sicuramente più insidiosa della corrosione per carbonatazione. Tali sostanze possono penetrare all'interno del calcestruzzo armato, per esempio nel caso in cui le strutture sorgano in ambienti marini in cui la percentuale di sali a base di cloruri è notevole, oppure infrastrutture quali ponti e viadotti in cui si ha la necessità periodica di spargere sali disgelanti nel caso di neve. [14]

Quando la struttura in calcestruzzo è satura d'acqua la penetrazione dei cloruri avviene tramite moto di diffusione, ossia i cloruri si spostano secondo gradiente di concentrazione da zone ad alta concentrazione (esterno) verso zone a bassa concentrazione (interno). D'altra parte, nel caso in cui non si abbia completa saturazione del mezzo, i cloruri possono penetrare nella matrice porosa anche tramite moto di convezione, ossia attraverso il movimento dell'acqua all'interno dei pori. È importante sottolineare, però, che la corrosione non viene innescata con la semplice penetrazione dei sali, è necessario, infatti, che la concentrazione di cloruri raggiunga o superi un tenore critico noto anche come concentrazione limite di cloruri, al di sotto della quale il fenomeno non si innesca. Nell'istante di tempo in cui si raggiunge il valore critico di concentrazione il fenomeno corrosivo inizia a propagare, danneggiando il film passivante e attaccando le barre di armatura. Il tenore critico di cloruri è legato al potenziale elettrico delle barre di armatura e al quantitativo di ossigeno, pertanto zone molto esposte all'aria presentano potenziali vicino a 0 V, mentre le strutture immerse in acqua presentano potenziali molto negativi, in quanto l'intrusione di ossigeno è ostacolata dall'acqua, dunque la corrosione per avvenire necessita di concentrazioni molto elevate. L'esempio più immediato è rappresentato dalle pile di un ponte, in cui la zona più a rischio non è la zona immersa bensì le zone di "splash" cioè quelle a contatto sia con atmosfera sia con acqua marina.

La corrosione dovuta all'attacco di cloruri è una corrosione di tipo localizzato tipicamente chiamata corrosione per *pitting*. Il tempo tale affinché il fenomeno possa avvenire (tempo di innesco) dipende dalla concentrazione di ioni cloruro sulla superficie esterna del calcestruzzo, dallo spessore del copriferro e dal tenore critico di cloruri [3].

Sono disponibili diversi modelli per descrivere il fenomeno della corrosione dovuta all'attacco di cloruri, uno di questi si basa sulla seconda legge di Fick per la prima volta assunta da Collepari et al. [16] per descrivere il processo di diffusione dei cloruri e successivamente adottata anche da Stewart e Rsofsky [32].

In relazione a tale legge di diffusione, la concentrazione di cloruri al tempo  $t$  è ricavata tramite la seguente formulazione:

$$C_x(x, t) = C_s \left[ 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{x}{2\sqrt{D_{ca}t}} \right) \right] \quad 3.4$$

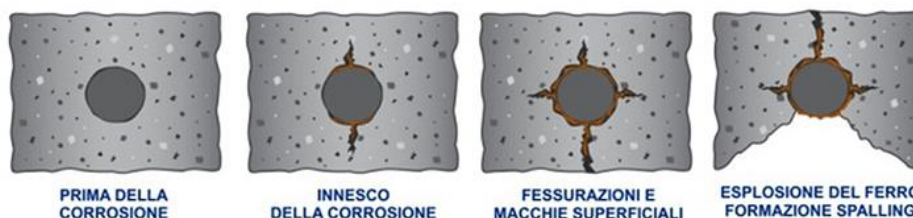
dove  $C_x$  ( $\text{kg/m}^3$ ) rappresenta il contenuto di cloruri alla profondità  $x$  (m) al tempo  $t$ ,  $D_{ca}$  ( $\text{m}^2/\text{s}$ ) è il coefficiente di diffusione apparente e  $C_s$  ( $\text{m}^2/\text{s}$ ) è la concentrazione superficiale di cloruri.

Dunque, conoscendo il coefficiente di diffusione effettivo e il contenuto superficiale di cloruri, è possibile conoscere l'evoluzione temporale dei profili di concentrazione all'interno del copriferro.

[16] Se poi alla concentrazione  $C_x$  sostituiamo il valore di concentrazione critico è possibile ricavare il tempo di innesco della corrosione.

### 3.3. Effetti

Il fenomeno della corrosione porta con sé numerosi effetti, e spesso la presenza di corrosione delle barre è segnalata dal fatto che il calcestruzzo si presenta esternamente danneggiato al livello del copriferro, oppure possono presentarsi macchie di ruggine sulla parete esterna [17]. Nella Figura 3.7 si riporta l'evoluzione del danneggiamento per corrosione uniforme.



*Figura 3.7 - Fessurazione del copriferro per corrosione generalizzata, [28]*

Nel caso di pitting è, tuttavia, possibile che il calcestruzzo si presenti privo di danneggiamenti visibili, per cui il fenomeno corrosivo non è facilmente identificabile.

Le conseguenze della corrosione riguardano molteplici aspetti strutturali e funzionali per esempio la perdita di sezione efficace delle barre di armatura, la riduzione delle proprietà meccaniche quali la resistenza a rottura e a snervamento, la riduzione delle capacità deformative e la perdita di aderenza delle barre.

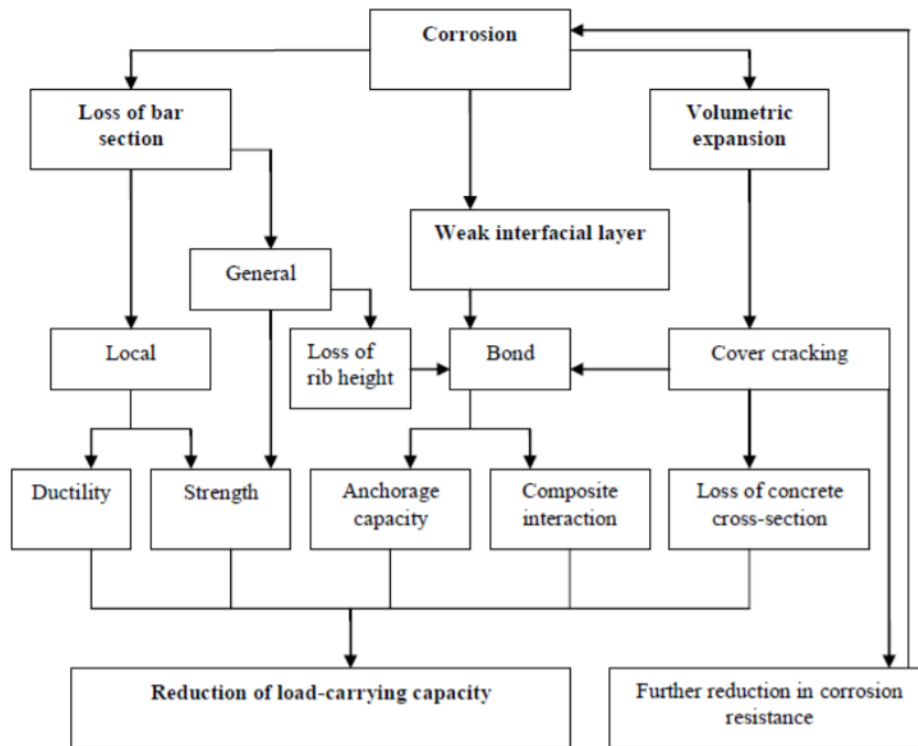


Figura 3.8 - Diagramma riassuntivo degli effetti della corrosione, [34]

### 3.3.1. Riduzione della sezione trasversale

Come già anticipato nei paragrafi precedenti, i fenomeni di corrosione da carbonatazione e da attacco di cloruri agiscono in maniera differente. La carbonatazione, infatti, comporta la rottura omogenea del film protettivo, mentre i cloruri attaccano in maniera localizzata l'armatura causando la formazione di *pits* o alveoli circondati da superficie non corrosa (corrosione per pitting). Lo stato corrosivo delle barre di armatura viene quantificato dai ricercatori attraverso la definizione della riduzione di sezione percentuale [35]. A rigore si dovrebbe far riferimento alla perdita percentuale in massa, tuttavia è molto più semplice far riferimento alla perdita percentuale di sezione. Altro parametro importante nello studio del fenomeno corrosivo è la penetrazione di attacco che può essere valutata nel seguente modo:

$$P_x = 0,0116 * I_{corr}^{rep} \cdot t_p \quad 3.5$$

dove  $P_x$  (mm) rappresenta il valore medio di penetrazione di attacco,  $t_p$  (anni) tempo dopo la perdita di passività e  $I_{corr}^{rep}$  ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ ) densità di corrente di corrosione che rappresenta la quantità di materiale ossidato per unità di superficie ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ ) [18].

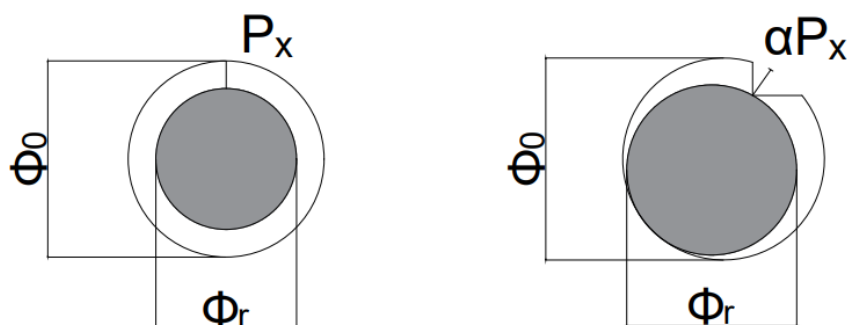


La riduzione di sezione delle barre di armatura può essere, dunque, legata analiticamente alla penetrazione d'attacco mediante la seguente formulazione:

$$\phi_{Res} = \phi_0 - P_x = \phi_0 - 0,0116 * I_{corr}^{rep} \cdot t_p \quad 3.6$$

Dove  $\phi_{Res}$  rappresenta il diametro ridotto in seguito a corrosione e  $\phi_0$  il valore iniziale del diametro. Al fine di generalizzare la formulazione precedente si introduce un coefficiente  $\alpha$  che dipende dalla tipologia di corrosione (2 nel caso di corrosione generalizzata e un valore variabile fino ad un massimo di 10 nel caso di corrosione localizzata) [19][20].

$$\phi_{Res} = \phi_0 - \alpha P_x \quad 3.7$$



**Figura 3.9** - Perdita di sezione trasversale dovuta rispettivamente a corrosione uniforme e corrosione per pitting

### 3.3.1.1. Corrosione uniforme

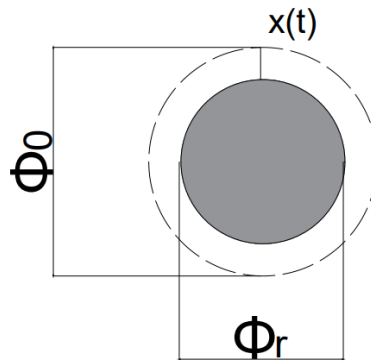
Il fenomeno della carbonatazione determina una corrosione di tipo generalizzato, provocando una riduzione di sezione uniforme appena il film di protezione viene distrutto. L'area di armatura residua  $A_s(t)$  può essere calcolata in funzione della profondità di corrosione  $x(t)$ :

$$A_s(t) = \pi \left( \frac{\phi_0}{2} - x(t) \right)^2 \quad 3.8$$

Nel caso in cui il film passivante venga distrutto da entrambi i lati si propone la formula modificata di Saetta [29]:

$$A_s(t) = \frac{\pi}{4} (\phi_0 - n \cdot x(t))^2 \quad 3.9$$

dove  $n$  è pari ad 1 nel caso in cui si abbia carbonatazione da un solo lato, pari a 2 se l'attacco avviene da ambo i lati [29].

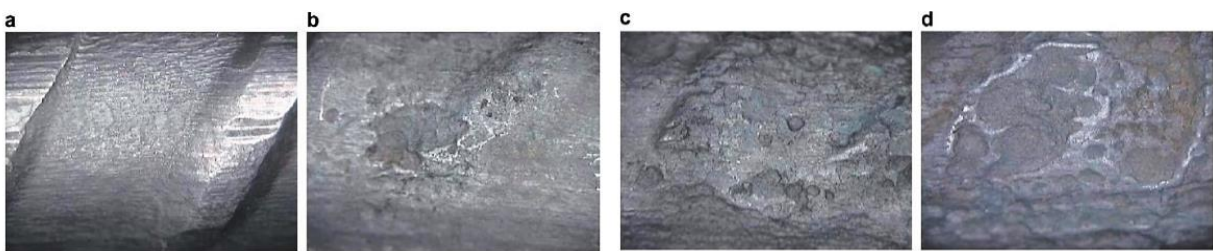


**Figura 3.10** - Riduzione della sezione trasversale per corrosione uniforme

### 3.3.1.2. Corrosione localizzata

La corrosione localizzata o corrosione per pitting, è causata principalmente dall'attacco di cloruri, i quali, rompendo il film passivante localmente, provocano la formazione di alveoli o pits.

Gli alveoli presentano forma irregolare e non sono uniformemente distribuiti sulla superficie della barra, come mostrato nella Figura 3.11.



**Figura 3.11** - Barra di acciaio soggetta a corrosione accelerata per pitting: (a) barra non corrosa, (b) corrosione dopo 10 giorni, (c) dopo 20 giorni, (d) dopo 30 giorni, [4]

La riduzione della sezione non può essere ricavata come nel caso precedente. In riferimento alla Figura 3.12, in cui si considera che l'alveolo si sviluppi seguendo un cerchio di raggio  $p(t)$ , è possibile calcolare la riduzione di sezione dovuta al pitting. La profondità del pit, indicata con  $p(t)$ , si calcola nel seguente modo [30]:

$$p(t) = \overline{x(t)} \cdot R \quad 3.10$$

dove  $x(t)$  è la profondità dell'attacco ed  $R$  è il fattore di pitting, ovvero il rapporto tra il valore medio e massimo di penetrazione dell'attacco [20].

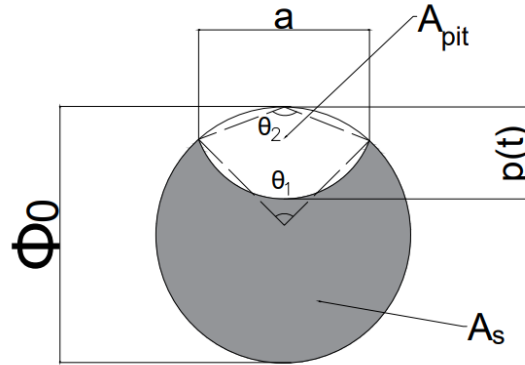


Figura 3.12 - Geometria della corrosione per pitting su una barra di armatura

$$b = 2p(t) \sqrt{1 - \left(\frac{p(t)}{\phi_0}\right)^2} \quad 3.11$$

$$\theta_1 = 2 \arcsin\left(\frac{b}{\phi_0}\right) \quad 3.12$$

$$\theta_2 = 2 \arcsin\left(\frac{b}{2p(t)}\right) \quad 3.13$$

Individuate le relazioni geometriche nel modello di corrosione, è possibile ottenere l'area coinvolta dal fenomeno di pitting [31]:

$$\begin{cases} A_{pit}(t) = A_1 + A_2 & \text{se } p(t) \leq \phi_0/\sqrt{2} \\ A_{pit}(t) = A_0 - A_1 + A_2 & \text{se } \phi_0/\sqrt{2} \leq p(t) \leq \phi_0 \\ A_{pit}(t) = A_0 & \text{se } p(t) \geq \phi_0 \end{cases} \quad 3.14$$

dove:

$$A_1 = 0,5 \left[ \theta_1 \left( \frac{\phi_0}{2} \right)^2 - b \left| \frac{\phi_0}{2} - \frac{p(t)^2}{\phi_0} \right| \right] \quad 3.15$$

$$A_2 = 0.5 \left[ \theta_2 p(t)^2 - \frac{bp(t)^2}{\phi_0} \right] \quad 3.16$$

$$A_0 = \frac{\pi \phi_0^2}{4} \quad 3.17$$

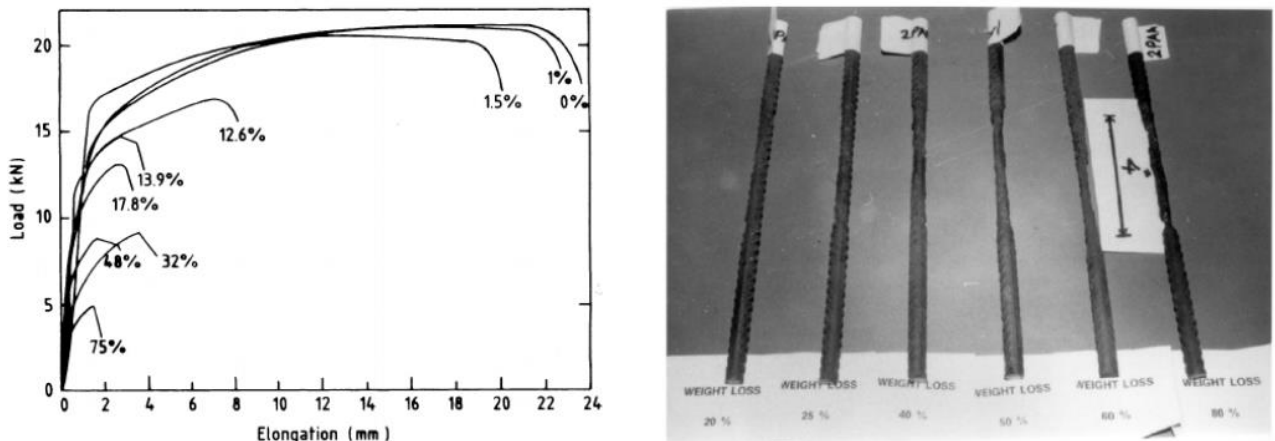
Pertanto si ricava l'area residua per semplice sottrazione (equazione 3.18), mentre la percentuale di area ridotta è riportata nell'equazione 3.19:

$$A_s(t) = A_0 - A_{pit}(t) \quad 3.18$$

$$\alpha_{pit} = \frac{A_{pit}}{A_0} \quad 3.19$$

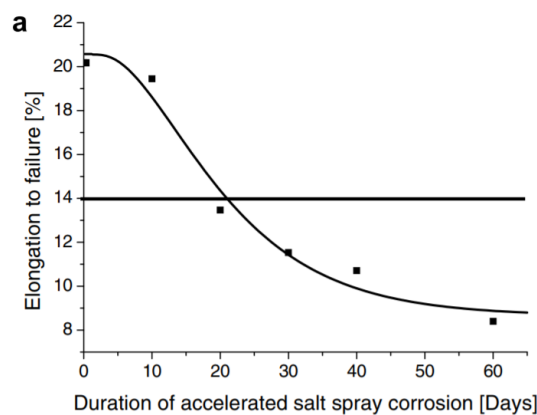
### 3.3.2. Variazione del legame costitutivo dell'acciaio

La riduzione della sezione trasversale non è la sola conseguenza del fenomeno corrosivo, studi sperimentali hanno evidenziato come le barre di armatura siano soggette ad un infragilimento progressivo, con l'aumentare del livello di corrosione. Molti ricercatori hanno affrontato questo tema riportando diversi risultati e osservazioni. Nella Figura 3.13 si riportano gli esiti delle prove a trazione condotte da Almusallam su barre d'acciaio per diversi livelli di corrosione [20].



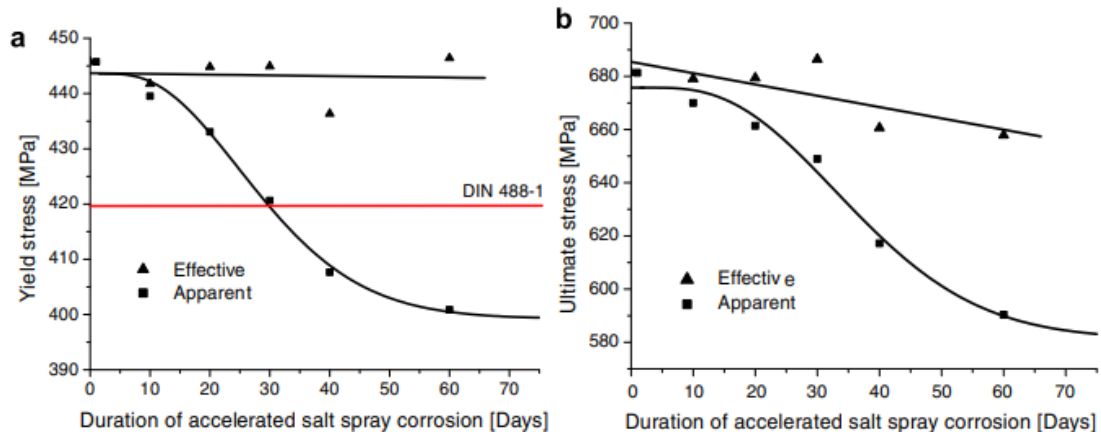
*Figura 3.13 - Curva di carico-deformazione per diversi livelli di corrosione (perdita di massa in %), Effetto della corrosione sulle barre, [21]*

Dalla Figura 3.13 si nota come all'aumentare della percentuale di corrosione ci sia una transizione duttile-fragile nel comportamento dell'acciaio sottoposto a prove di trazione. Nel 2008 Apstolopoulos e Papadakis effettuando degli studi sugli effetti della corrosione sulle barre di armatura, evidenziarono come all'aumentare del livello di corrosione ci fossero apprezzabili riduzioni della deformazione ultima, portando le barre al di sotto del limite consentito dalla Normativa greca (14%) [4].



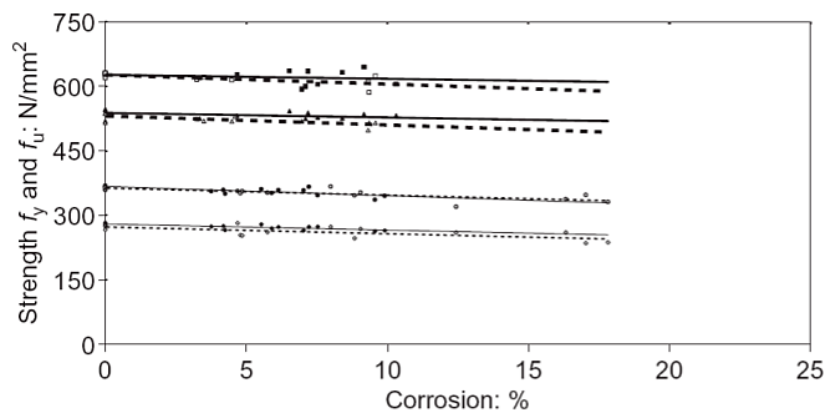
*Figura 3.14 - Effetto della corrosione sull'elongazione a rottura delle barre, [4]*

In riferimento allo studio di Apostolopoulos et al. [4] sono riportati anche i risultati relativi alla variazione delle proprietà meccaniche dell'acciaio corrosivo. Essi individuarono una riduzione trascurabile della resistenza a snervamento e una variazione di modesto andamento lineare della resistenza a rottura (Figura 3.15) [4].



**Figura 3.15** - Variazione delle proprietà meccaniche: (a) resistenza a snervamento (b) resistenza ultima

È da precisare tuttavia, che le prove condotte da Apostolopoulos furono effettuate su un tipo di acciaio che veniva utilizzato quando non si avevano ampie conoscenze sul tema della corrosione, pertanto l'autore sottolinea come gli effetti della corrosione possano essere più gravosi nelle strutture non di recente realizzazione [4]. Altri studi sono quelli condotti da Zhang che ha riscontrato un accorciamento del plateau sulla curva sforzo-deformazione dell'acciaio corrosivo con livelli di corrosione fino al 21% [36]. Dalla ricerca di Du et al. [32], invece, si evince una lieve riduzione della resistenza a snervamento e della resistenza a rottura con l'aumentare del livello di corrosione. Nella Figura 3.16 sono riportati i risultati delle prove sperimentali, da cui si può dedurre una legge lineare di variazione delle resistenze.



**Figura 3.16** - Variazione delle resistenze delle barre di armatura in seguito a corrosione, [33]

Sperimentalmente si ricava la seguente relazione, che consente di calcolare i valori di resistenza a snervamento e a rottura:

$$f = (1 - \beta \cdot Q_{corr}) \cdot f_0 \quad 3.20$$

dove  $f_0$  rappresenta la resistenza della barra non corrosa e  $Q_{corr}$  la percentuale di corrosione, mentre  $\beta$  è un coefficiente valutato empiricamente.

Un'altra formulazione adoperata per la valutazione della variazione del legame costitutivo dell'acciaio è proposta da Cairns [37] e riportata di seguito:

$$f'_y = (1 - \alpha_y Q_{corr}) f_y \quad 3.21$$

$$f'_u = (1 - \alpha_u Q_{corr}) f_u \quad 3.22$$

$$\varepsilon'_u = (1 - \alpha_1 Q_{corr}) \varepsilon_u \quad 3.23$$

dove  $f'_y$ ,  $f'_u$  e  $\varepsilon'_u$  rappresentano rispettivamente tensione di snervamento, tensione ultima e deformazione ultima dell'acciaio soggetto a corrosione mentre  $f_y$ ,  $f_u$  e  $\varepsilon_u$  sono i corrispondenti valori riferiti all'acciaio non corrosato.

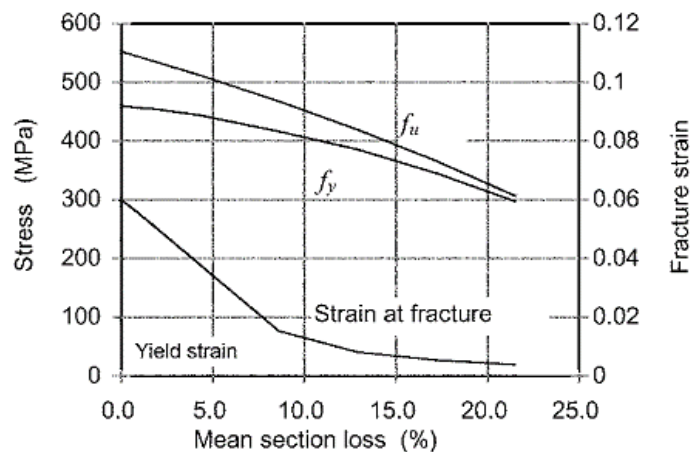


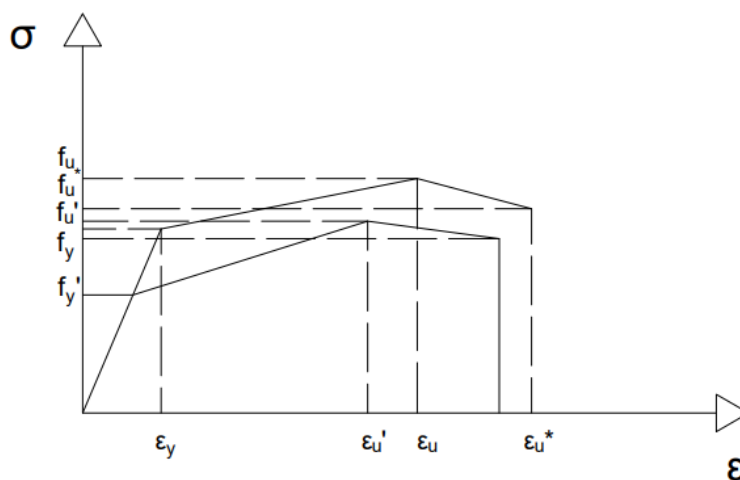
Figura 3.17 - Variazione delle proprietà meccaniche per corrosione, [37]

I coefficienti empirici  $\alpha_y$ ,  $\alpha_u$ ,  $\alpha_1$  assumono valori differenti a seconda del tipo di corrosione a cui si fa riferimento (indotta da cloruri o per carbonatazione), nella sua ricerca Cairns riporta i valori ottenuti dai diversi autori che hanno affrontato il tema e riassunti nella Tabella 3.a.

<b>Autori</b>	<b>Esposizione</b>	<b>Q<sub>corr</sub> %</b>	<b><math>\alpha_y</math></b>	<b><math>\alpha_u</math></b>	<b><math>\alpha_1</math></b>
Palsson e Mirza [84]	Cloruri	0 – 80	0	0	NS
Castel, Francois, e Airliguie [85]	Cloruri, 0.0 mA/cm <sup>2</sup>	0 - 20	0	NS	0.035
Du 130[33]	Accelerata, 1mA/cm <sup>2</sup>	0 – 18	0.015	0.015	0.039
Maslehuddin et al [86]	Marina	0 – 1	0	0	0
Allam et al. [87]	Costa	0 – 1	0	0	0
Moringa [88]	Cloruri	0 – 25	0.017	0.018	0.06
Zhang, Lu e Li [36]	Carbonatazione	0 – 67	0.01	0.01	0
Andrade et al. [78]	Accelerata, 1 mA/cm <sup>2</sup>	0 – 11	0.015	0.013	0.017
Clark e Saifullah [89]	Accelerata, 0.5 mA/cm <sup>2</sup>	0 – 28	0.013 0.012	0.017 0.014	NS
Lee, Tomosawa e Noguchi [90]	Accelerata, 13 mA/cm <sup>2</sup>	0 – 25	0.012	NS	NS
Cairns[37]	Accelerata, da 0.01 a 0.05 mA/cm <sup>2</sup>	0 – 3	0.012	0.011	0.03

*Tabella 3.a - Coefficienti empirici per la modifica del legame costitutivo dell'acciaio in seguito a corrosione, [37]*

Nella Figura 3.18 è mostrata la variazione del legame costitutivo dovuta al fenomeno corrosivo.



*Figura 3.18 - Rappresentazione della variazione del legame costitutivo dell'acciaio*

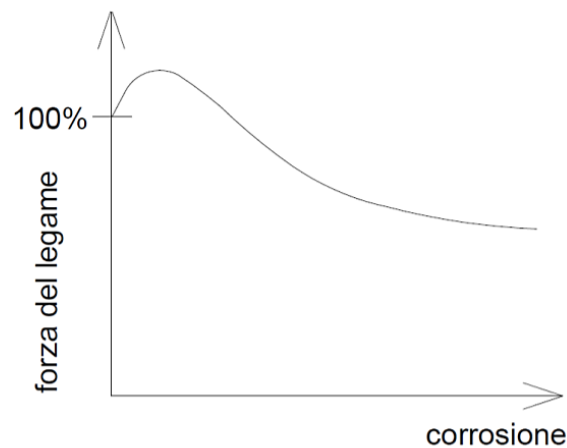
Una considerazione aggiuntiva è che tale variazione non è legata alla perdita di sezione uniforme, bensì alla corrosione localizzata (pitting), pertanto la vaiolatura è responsabile della riduzione della deformazione ultima e dell'accorciamento del plateau che porta le barre di armatura a rompersi a deformazioni molto inferiori rispetto a quelle relative a sezione integra.



### 3.3.3. Perdita di aderenza

Altro effetto da prendere in considerazione è la perdita di aderenza acciaio-calcestruzzo.

La caratteristica di aderenza, infatti, è necessaria per garantire buone prestazioni strutturali e favorire il trasferimento delle tensioni dal calcestruzzo alle barre di armatura. Tuttavia, la corrosione comporta una perdita progressiva di questo legame, causando l'infragilimento dell'intera sezione. La formazione di prodotti della corrosione, infatti, provoca un'espansione volumetrica rispetto alla barra di origine, iniziando il fenomeno di spalling e modificando il legame che sussiste tra i due diversi materiali. L'espulsione del copriferro provoca la riduzione del confinamento delle barre e la riduzione del legame nella zona di interfaccia.



*Figura 3.19 - Variazione della forza di legame in funzione del livello di corrosione, [38]*

La sicurezza della struttura si riduce notevolmente e per tale motivo questo effetto della corrosione è uno dei più pericolosi e pertanto da evitare intervenendo tempestivamente con la sostituzione delle barre o con altre operazioni in grado di bloccare il fenomeno corrosivo.



#### 4.1.1. Materiali adoperati e carichi agenti

Il calcestruzzo è definito come un materiale non lineare. È stato selezionato un C30/37, per cui si è utilizzato un cemento Portland standard con rapporto a/c 0.53. Le barre di armatura sono considerate perfettamente aderenti al calcestruzzo. Le armature di diametro 10 mm o 12 mm sono laminate a freddo, mentre le barre più grandi sono laminate a caldo. Lo sviluppo della resistenza del calcestruzzo è stato misurato a 1, 3, 7, 14, 28, 36 e 41 giorni eseguendo prove di compressione su cubi con lato 100 mm ( $f_{c,cub}$ ) e cilindri con diametro 100 mm e altezza 200 mm ( $f_{c,cyl}$ ).

Gli appoggi sono realizzati adoperando un materiale elastico isotropo [25].

Nelle tabelle seguenti (Tabella 4.a , Tabella 4.b, Tabella 4.c) sono riassunte le caratteristiche dei materiali, utilizzate per la modellazione [25].

<b>Calcestruzzo</b>	
$f_{c,cub}$	47.6 MPa
$f_{c,cyl}$	33.8 MPa
$f_{ct,fl}$	3.71 MPa
$E_c$	33000 MPa

*Tabella 4.a - Proprietà del calcestruzzo, [25]*

<b>Acciaio</b>	
$f_y(\phi 10)$	539 MPa
$f_y(\phi 12)$	529 MPa
$f_y(\phi 20- \phi 25)$	578 MPa
$E_s$	210000 MPa

*Tabella 4.b - Proprietà dell'acciaio di armatura, [25]*

$E_s$	210000 MPa
$\nu$	0.3

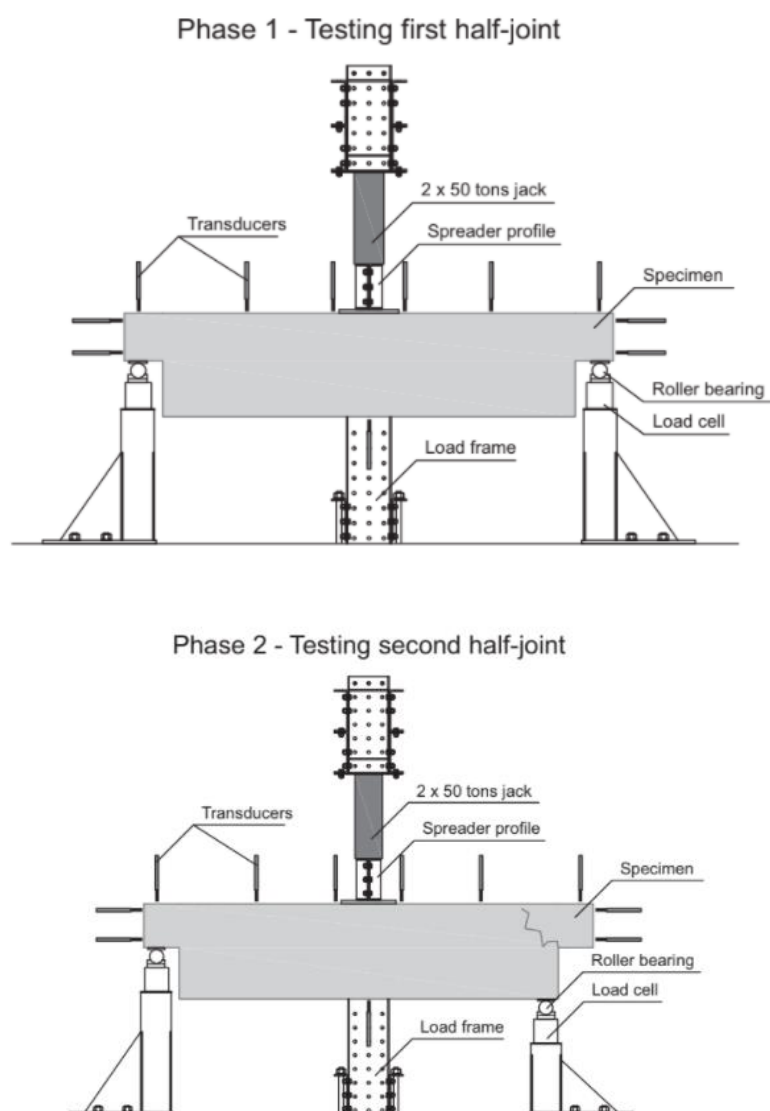
*Tabella 4.c - Proprietà dell'acciaio degli appoggi, [25]*

La trave realizzata in laboratorio è stata sottoposta ad una prova a flessione su 3 punti, in cui il carico è applicato al centro del provino e gli appoggi sono posti al di sotto del manufatto (Figura

4.2). Il carico per ogni estremità è stato calcolato mediante l'utilizzo di trasduttori a spostamento variabile, per un totale di sette trasduttori. Per la misura delle deformazioni sono stati invece utilizzati degli estensimetri posti in corrispondenza della faccia esterna della trave e sulle barre di acciaio prima di eseguire il getto [25].

La prova è effettuata in due fasi successive: la forza viene incrementata gradualmente fino a giungere alla rottura della prima estremità della trave, successivamente si effettua lo scarico e nel corso della seconda fase di prova si è incrementato nuovamente il carico fino alla rottura della seconda sella, in modo da riferire i risultati ad un solo semigiunto [25].

Il test di laboratorio condotto da Desnerck, Lees e Morley [25] sarà dunque riprodotto mediante analisi FEM, nei paragrafi successivi.



**Figura 4.2** - Configurazione della prova a flessione su tre punti, [25]

## 4.2. Sella Gerber di un viadotto esistente

In questa sezione del presente documento, si analizza ora il caso studio relativo a un modello locale che fa riferimento al semigiunto Gerber di un viadotto esistente.

Il manufatto, realizzato nel 1990, è costituito da una doppia carreggiata, con impalcato a trave Gerber in calcestruzzo armato precompresso a cavi post-tesi. La struttura si sviluppa su 35 m di luce e presenta due sbalzi longitudinali su cui gravano le campate laterali. L'impalcato è realizzato con una soletta a sezione costante, gettata in opera con cassero autoportante. Le pile sono realizzate in opera con sezione circolare piena precompressa a cavi e barre. Le fondazioni sono su pali. Il semigiunto di nostro interesse è quello relativo alla carreggiata di salita.

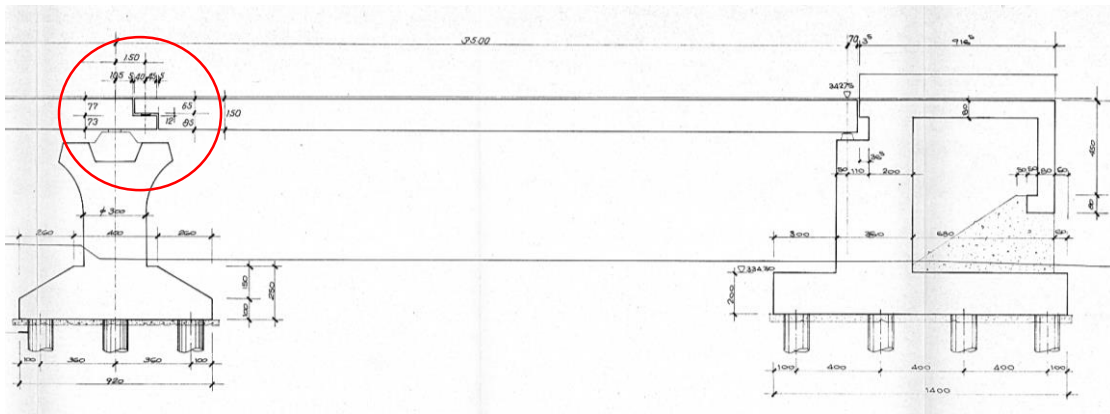


Figura 4.3 - Sezione longitudinale del tronco considerato

Nelle figure successive (Figura 4.4, Figura 4.5, Figura 4.6) si riportano la sezione trasversale e longitudinale nelle quali è possibile osservare la carpenteria e la collocazione delle armature lente e dei cavi di precompressione.

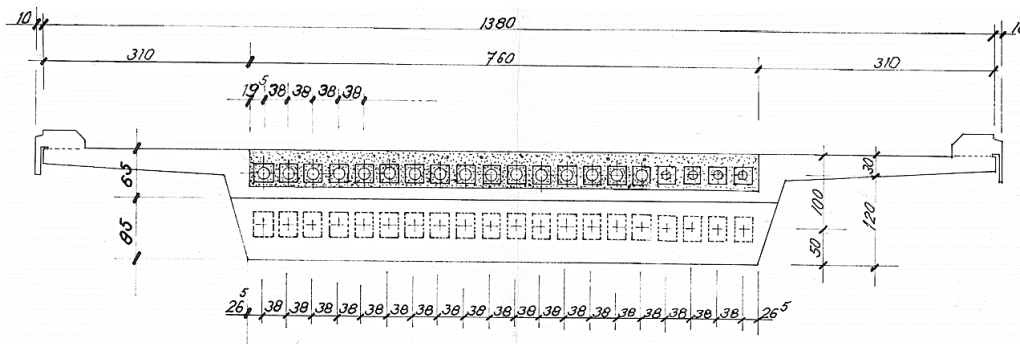


Figura 4.4 - Sezione trasversale, posizionamento degli ancoraggi dei cavi da precompressione

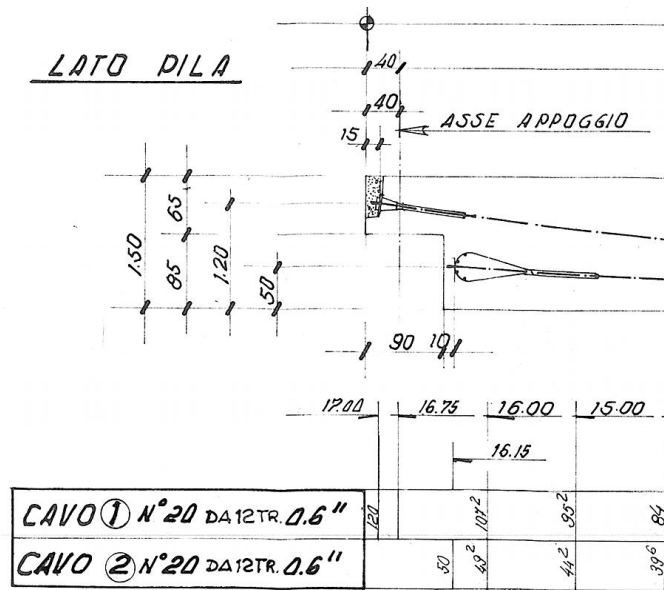


Figura 4.5 - Sezione Longitudinale,, andamento dei cavi da precompressione

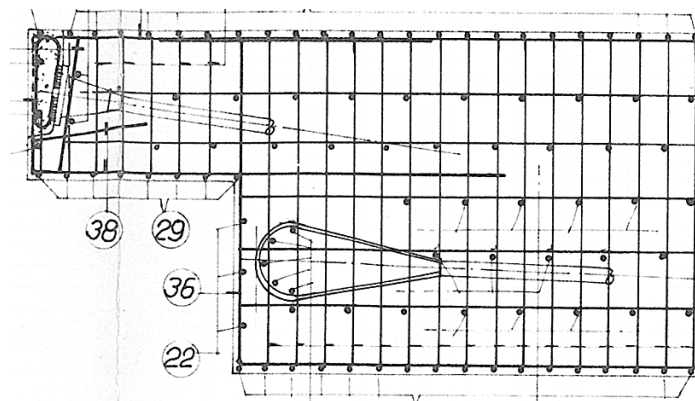


Figura 4.6 - Sezione longitudinale, posizionamento dell'armatura ordinaria

#### 4.2.1. Materiali adoperati e carichi agenti

Il calcestruzzo è definito come un materiale non lineare di classe C35/45.

$R_{ck} \geq 45$  MPa                      resistenza caratteristica a 28 gg;  
 $f_{ck} = 35$  MPa                         resistenza caratteristica cilindrica.

<b>Calcestruzzo</b>	
$f_{cm}$	3.21 MPa
$E_{cm}$	34077 MPa

*Tabella 4.d - Caratteristiche del calcestruzzo*

Le barre di armatura sono considerate perfettamente aderenti al calcestruzzo. L'acciaio utilizzato per l'armatura lenta longitudinale e trasversale è di tipo FeB44K.

$f_{yk} \geq 430$  MPa                         tensione caratteristica di snervamento;  
 $f_{tk} \geq 540$  MPa                         tensione caratteristica di rottura.

<b>Acciaio FeB44 control</b>	
$f_{yk}$	430 MPa
$f_{tk}$	540 MPa
$E_s$	210000 MPa

*Tabella 4.e - Caratteristiche dell'acciaio per armatura lenta*

I cavi da precompressione sono realizzati mediante la tecnica della post-tensione.

L'acciaio impiegato è di tipo armonico, per un totale di 20 cavi da 12x0.6".

$f_{ptk} \geq 1800$  MPa                         tensione caratteristica a carico massimo;  
 $f_{pyk} \geq 1600$  MPa                         tensione caratteristica allo 0.1% di deformazione residua.

<b>Acciaio armonico</b>	
$f_{ptk}$	$\geq 1800$ MPa
$f_{pyk}$	1620 MPa
$E_s$	195000 MPa

*Tabella 4.f - Caratteristiche acciaio per cavi da precompressione*

Anche per questo caso studio, sarà effettuata un'analisi numerica allo Stato Limite Ultimo, portando a rottura il semigiunto in questione.

## 5. Analisi FEM delle selle integre

---

### 5.1. Introduzione al software FEM STKO

Il *toolkit* STKO, è un'interfaccia grafica utente (*Graphic User Interface*, GUI) per OpenSees molto avanzata, utilizzata per l'analisi di diverse tipologie di strutture. STKO è diviso nelle due sezioni di *pre-processing* e *post-processing*, permettendo all'utente di poter controllare tutte le fasi del processo a partire dalla modellazione inserendo i parametri di input fino ad arrivare alla visualizzazione dei risultati forniti dall'analisi, consentendo l'estrapolazione di dati in forma grafica.

L'interfaccia con il linguaggio di scrittura Python dà la possibilità all'utente di personalizzare e programmare operazioni in *pre* e *post-processing* secondo la personale necessità. STKO include tutti i materiali, gli elementi, le condizioni e le interazioni offerte in OpenSees.

Realizzando il modello in STKO, vengono generati dei file di input (Tool Command Language, TCL) e di output. Eseguita l'analisi, il software genera un database di output basato su HDF5 con i risultati dell'analisi, che può essere aperto ed elaborato nel post-processore [39].

Nella fase di *pre-processing* sono definiti i seguenti parametri di input:

- **Il modello geometrico della struttura**, mediante l'utilizzo di linee, facce, solidi, ecc;
- **Le barre di armatura**, tramite elementi wires, a cui assegnare sezione, materiale e legame di aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- **I materiali**, tramite il modulo *Physical properties*. La legge costitutiva dei materiali è di tipo non lineare e si basa sulla meccanica della frattura;
- **Le condizioni di vincolo**, tramite i moduli *Interaction* e *Condition*;
- **Le condizioni di carico**, tramite il modulo *Condition* che permette l'inserimento di carichi concentrati, distribuiti, di volume oppure applicando spostamenti/deformazioni;
- **La mesh**, assegnando il numero di divisioni o la dimensione caratteristica. Il livello di discretizzazione influisce notevolmente sull'accuratezza della soluzione;
- **Gli step dell'analisi** attraverso il modulo *Analysis*.

Nella fase di *post-processing* è possibile osservare tutti i risultati dell'analisi ed estrapolare le informazioni prodotte: tensioni, deformazioni, sollecitazioni, danneggiamento ecc.



### 5.1.1. Modelli costitutivi

Le strutture in c.a. e c.a.p. presentano in generale una natura fortemente eterogenea. Il comportamento del calcestruzzo dipende dalle proprietà fisiche e chimiche dei suoi costituenti, ed è inoltre soggetto a microfessurazioni e zone di discontinuità. Pertanto è necessario ricavare dei modelli costitutivi in grado di cogliere l'evidente non linearità del problema, fornendo delle rappresentazioni semplificate del comportamento a trazione e compressione dei materiali.

Il modello costitutivo scelto per il calcestruzzo è un modello di danneggiamento a due parametri  $d^+/d^-$  e definisce un tensore degli sforzi come di seguito [45]:

$$\sigma = (1 - d^+) \bar{\sigma}^+ + (1 - d^-) \bar{\sigma}^- \quad 5.1$$

dove  $\bar{\sigma}$  è il tensore degli sforzi elastico:

$$\bar{\sigma} = C : \varepsilon \quad 5.2$$

mentre  $\bar{\sigma}^+$  e  $\bar{\sigma}^-$  sono le componenti positive e negative.

Con  $d^+$  e  $d^-$  si indicano gli indici di danneggiamento del calcestruzzo rispettivamente a trazione e compressione, essi influiscono sul calcolo delle componenti positive e negative del tensore degli sforzi. Si tratta di valori scalari che possono variare da 0 a 1, fornendo un'indicazione sullo stato di deterioramento del calcestruzzo: se il parametro assume valore 0 il materiale è considerato integro, se invece assume valore unitario il materiale è completamente danneggiato [45].

Oltre agli indici di danneggiamento si introducono anche altri due valori scalari  $\tau^+$  e  $\tau^-$  connessi alle tensioni principali. La tensione principale  $\tau^-$  è individuata dalla formulazione seguente [45]:

$$\tau^- = \frac{1}{1 - \alpha} (\alpha \bar{I}_1 + \sqrt{3 \bar{J}_2} + k_1 \beta (\bar{\sigma}_{max})) \quad 5.3$$

Indicando con:

- $\bar{I}_1$  il primo invariante del tensore degli sforzi;
- $\bar{J}_2$  il secondo invariante deviatorico del tensore;
- $\bar{\sigma}_{max}$  lo sforzo principale massimo;
- $f_{cp}$  la resistenza di picco a compressione;
- $k_b$  il rapporto tra lo sforzo bi-assiale e quello uniassiale a compressione;
- $k_1$  un parametro legato all'influenza del criterio a compressione sulla dilatanza del modello [45].

La tensione principale  $\tau^+$ , invece, è ricavata da:

$$\tau^+ = \frac{1}{1-\alpha} \left( \alpha \bar{I}_1 + \sqrt{3J_2} + k_1 \beta (\bar{\sigma}_{max}) \right) f_t \quad 5.4$$

Le tensioni principali consentono di individuare le superfici di rottura a trazione e compressione, definite per qualsiasi stato di sollecitazione [45].

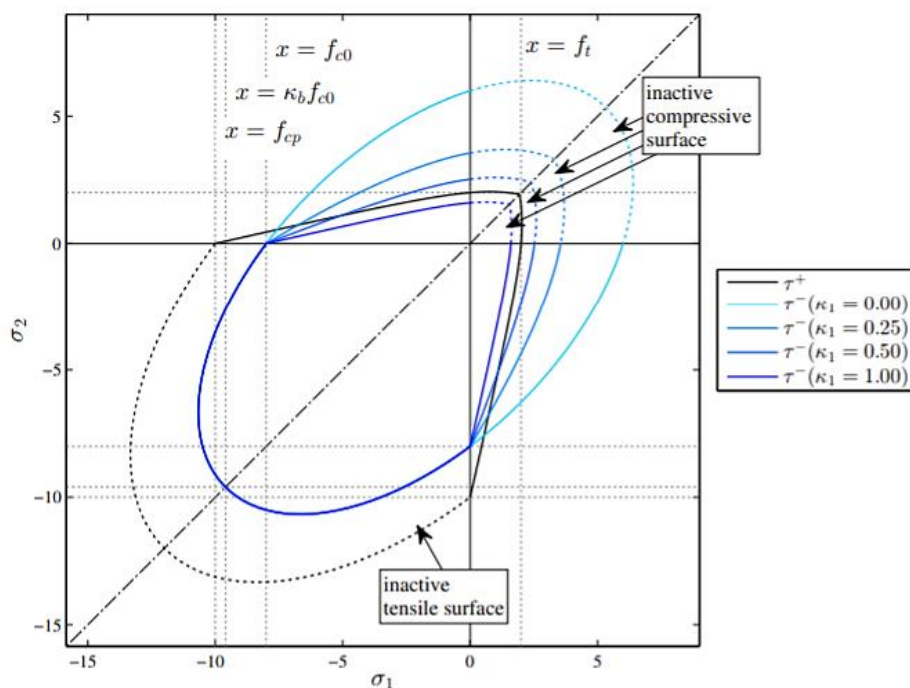


Figura 5.1 - Superficie di danneggiamento iniziale nel caso di sforzo piano, [45]

Gli indici di danneggiamento  $d^+$  e  $d^-$  sono ricavati sulla base delle leggi di comportamento del calcestruzzo a trazione e compressione, valutabili attraverso le curve di sforzo-deformazione del materiale.

Il comportamento a trazione del calcestruzzo è caratterizzato da un tratto elastico lineare fino al raggiungimento della resistenza a trazione del calcestruzzo oltre la quale la risposta del materiale mostra un andamento tipo softening, ossia un decremento della resistenza all'aumentare della deformazione del materiale fino alla completa rottura, come mostrato nella Figura 5.2.

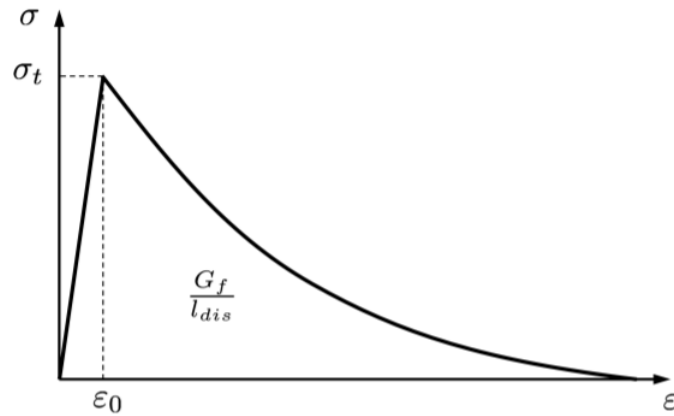


Figura 5.2 - Legge uniaxiale a trazione, [45]

Attraverso la legge esponenziale di softening si ricava l'indice di danneggiamento a trazione  $d^+$ :

$$d^+(r^+) = 1 - \frac{r_0^+}{r^+} \exp\left\{\frac{2H_{dis}(r_0^+ - r^+)}{r_0^+}\right\} \quad 5.5$$

Con:

- $H_{dis}$  parametro di softening;
- $r^+$  indice di danneggiamento a trazione che considera l'irreversibilità del danno;
- $r_0^+$  soglia di danno iniziale.

La legge di comportamento è, tuttavia, dipendente dal livello di discretizzazione del modello, pertanto si definisce tale dipendenza attraverso la relazione [45]:

$$g_f l_{dis} = G_f \quad 5.6$$

Essendo  $G_f$  l'energia di frattura a trazione, il cui concetto sarà approfondito nel paragrafo successivo,  $g_f$  l'energia di frattura specifica per unità di volume e  $l_{dis}$  la lunghezza della zona danneggiata che viene considerata equivalente alla lunghezza caratteristica dell'elemento finito ( $l_{dis}=l_{ch}$ )[45][74][75].

Il comportamento a compressione è, invece, caratterizzato da una resistenza a compressione molto elevata rispetto a quella di trazione. La curva sforzo-deformazione presenta un tratto lineare, uno di hardening e due di softening, come mostrato in Figura 5.3. I tratti di hardening e di softening seguono l'andamento delle curve tri-quadratiche di Bézier [45].

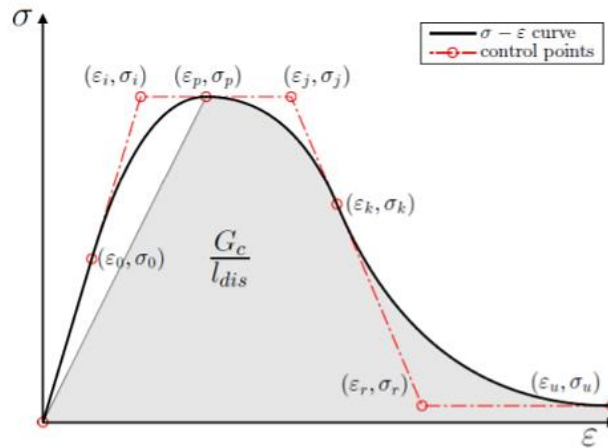


Figura 5.3 - Legge uniassiale a compressione, [45]

Attraverso la definizione della legge uniassiale a compressione si definisce l'indice di danneggiamento  $d^-$ :

$$d^-(r^-) = 1 - \frac{\Sigma(\xi)}{r^-} \quad 5.7$$

Anche in questo caso è necessario tenere conto della dipendenza dell'energia di frattura a compressione dalla dimensione caratteristica dell'elemento. Nei problemi discreti, infatti, si considera un valore dell'energia di frattura regolarizzato pari a  $G_c/l_{dis}$ . Si riporta nella Figura 5.4 l'effetto di tale regolarizzazione [45].

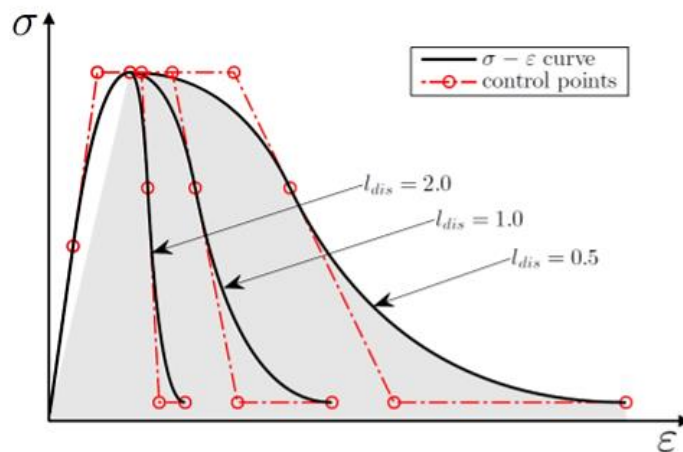
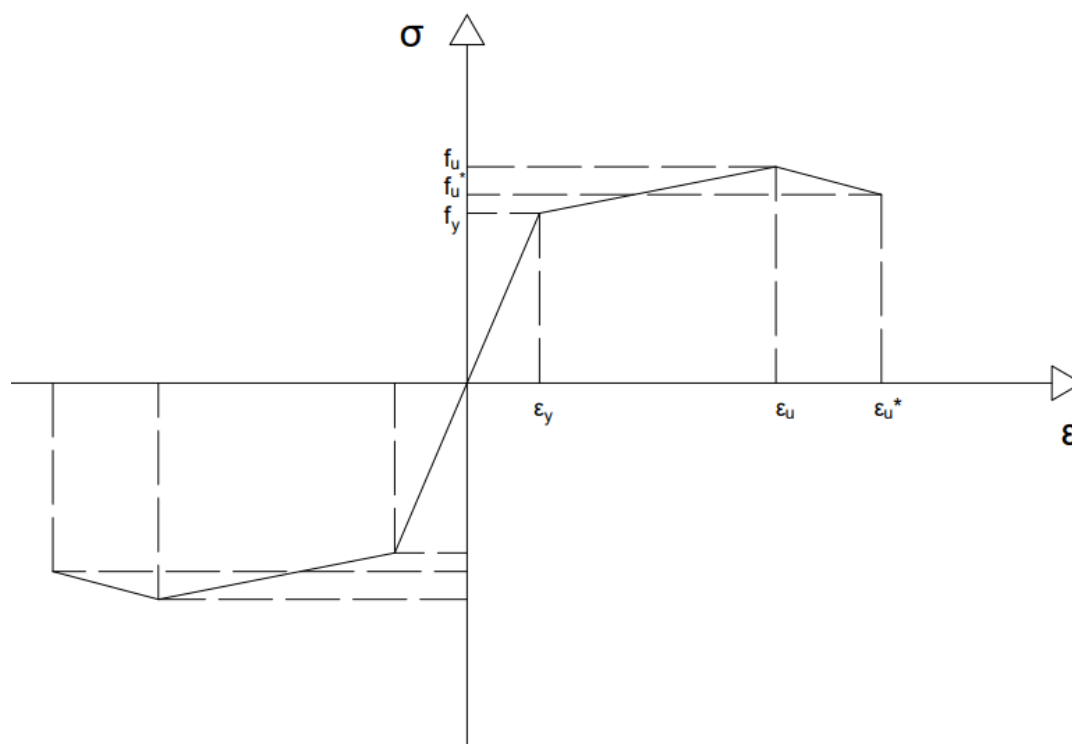


Figura 5.4 - Regolarizzazione della legge uniassiale a compressione, [45]

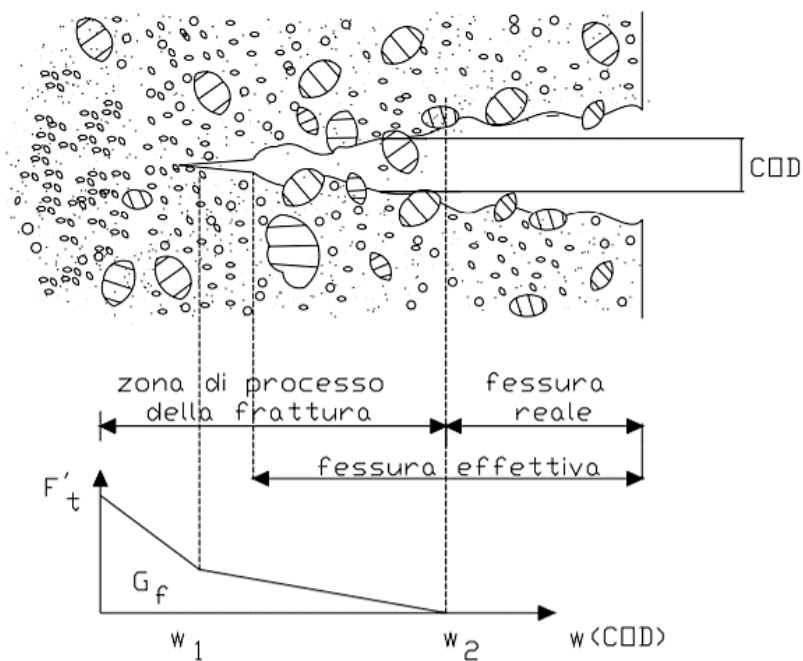
Per quanto riguarda l'acciaio delle barre di armatura, esso ha un comportamento analogo in trazione e compressione, pertanto si adotta un legame costitutivo di tipo isteretico-bilineare. La legge di comportamento è definita da un tratto elastico fino al valore della tensione di snervamento  $f_{yd}$  seguito da un tratto plastico incrudente tale da raggiungere la tensione di picco  $f_u$ , corrispondente alla strizione del materiale nelle prove di trazione, infine si prevede un tratto di softening che simula la perdita di resistenza sino al valore limite in cui si registra la rottura dell'acciaio.



*Figura 5.5 - Legame costitutivo dell'acciaio*

### 5.1.2. Energia di frattura

L'energia di frattura è l'energia dissipata durante la propagazione unitaria di una fessura dovuta a trazione, ovvero il lavoro necessario per far propagare di una quantità unitaria una fessura [40]. Essa è rappresentata dall'area sottesa alla curva di softening nel grafico tensione – apertura della fessura (Figura 5.6); il valore dipende dal tipo di calcestruzzo ed è utile per comprendere il comportamento a trazione del calcestruzzo (fase fessurata).



**Figura 5.6** - Legge di apertura della fessura, Energia di frattura, modello della fessura discreta proposto da Hillerborg, [40]

L'energia di frattura è uno dei parametri del calcestruzzo più importanti; esso dipende dalle dimensioni e dalla geometria dell'elemento. L'energia di frattura, anche nota come energia specifica di frattura, e la resistenza a trazione sono proprietà intrinseche dei materiali e possono essere ricavate sperimentalmente attraverso le norme ASTM e le normative RILEM.

In assenza di dati sperimentali l'energia di frattura  $G_f$  può essere calcolata facendo riferimento alle formulazioni fornite dal Model Code 1990 o dal Model Code 2010 [42][43].

Model Code 1990

$$G_f = G_{f0} \left( \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{0.7} \quad \left( \frac{N}{mm} \right) \quad 5.8$$

Dove  $f_{cm0} = 10 \text{ MPa}$

$G_{f0}$  è il valore di base dell'energia di frattura e dipende dalla dimensione massima dell'aggregato.

$d_{\max}(\text{mm})$	$G_{f0} (\text{Nmm/mm}^2)$
8	0.025
16	0.030
32	0.058

*Tabella 5.a - Valori di base dell'energia di frattura*

La dimensione massima dell'aggregato considerata è di 16 mm.

Model Code 2010

$$G_f = 73 \cdot f_{cm}^{0.18} \quad \left( \frac{N}{mm} \right) \quad 5.9$$

A vantaggio di sicurezza si utilizza la formulazione del 1990 che riporta valori più bassi dell'energia di frattura.

Il calcolo dell'energia di frattura a compressione viene invece effettuato seguendo la formulazione di "Guidelines for Nonlinear Finite Element Analysis of concrete structures" [44], secondo cui:

$$G_c = 250 \cdot G_f \quad \left( \frac{N}{mm} \right) \quad 5.10$$

I valori, così calcolati, dell'energia di frattura a trazione e compressione vengono inseriti tra i parametri di input nella definizione del modello costitutivo del calcestruzzo.

### 5.1.3. Metodo di analisi

La formulazione del problema agli elementi finiti può basarsi su tre ipotesi semplificative della struttura quali:

- Ipotesi di piccoli spostamenti;
- Ipotesi di linearità del legame elastico sforzo-deformazione;
- Ipotesi di non alterazione delle condizioni al contorno.

Se la struttura rispetta queste ipotesi, allora il problema si dice lineare e l'analisi prevista sarà a sua volta lineare. Quando però tali ipotesi non sono soddisfatte, si ricade in analisi non lineari, dove la non linearità può essere riferita alla geometria e/o al materiale [76].

Il problema affrontato nei paragrafi successivi è per l'appunto di tipo non lineare dovuto alla presenza di zone di discontinuità e alla non linearità del materiale che si riflette nel legame costitutivo adottato.

Nel problema agli elementi finiti la strategia di soluzione prevede la ricerca di una configurazione di equilibrio nel tempo, ad ogni step di carico [77]:

$$R(t) - F^{int}(t) = 0 \quad 5.11$$

essendo  $R(t)$  il vettore delle forze esterne nodali e  $F^{int}(t)$  il vettore delle forze interne nodali.

Si propone un metodo di integrazione al passo che consente di individuare la soluzione del problema all'istante di tempo  $t_i$ , essendo  $t_i = t_{i-1} + \Delta t$ , dove  $\Delta t$  indica l'intervallo di tempo trascorso tra uno step ed un altro [77]. Pertanto anche il vettore delle forze interne può essere ricavato al passo  $t_i$ :

$$F^{int}(t_i) = F^{int}(t_{i-1}) + \Delta F \quad 5.12$$

Introducendo la matrice di rigidezza tangente al tempo  $t_{i-1}$ ,  $K(t_{i-1})$ , è possibile calcolare il vettore delle forze interne  $\Delta F$ :

$$\Delta F = K(t_{i-1})\Delta U \quad 5.13$$

dove  $\Delta U$  è il vettore degli spostamenti e  $K(t_{i-1})$  la matrice di rigidezza esprimibile come il rapporto tra la derivata delle forze nodali all'istante  $t_{i-1}$  e la derivata degli spostamenti nodali allo stesso istante [77].



Sfruttando le equazioni 5.11, 5.12 e 5.13 si ricava la formulazione del sistema non lineare:

$$\begin{cases} K(t_{i-1})\Delta U = R(t_{i-1}) - F^{int}(t_{i-1}) \\ \Delta U = K(t_{i-1})^{-1}R(t_{i-1}) - F^{int}(t_{i-1}) \end{cases} \quad 5.14$$

con:

$$U(t_i) = U(t_{i-1}) + \Delta U \quad 5.15$$

I metodi utilizzati per la risoluzione del problema non lineare disponibili nel solutore sono molteplici e si distinguono in metodi diretti e indiretti. Nello svolgimento di tale ricerca la soluzione del sistema di equazioni differenziali non lineari è ricavata mediante l'ausilio di metodi indiretti, in particolare il metodo di Newton-Raphson o metodo delle tangenti.

Il metodo è definito indiretto in quanto fornisce una soluzione approssimata, ricavata mediante una procedura iterativa partendo dal risultato ottenuto al passo k precedente, dunque l'eq. 5.14 si esprime nella forma:

$$\Delta U^{k+1} = [K(t)^k]^{-1}R(t) - F^{int}(t)^k \quad 5.16$$

con:

$$U(t)^{k+1} = U(t)^k + \Delta U^{k+1} \quad 5.17$$

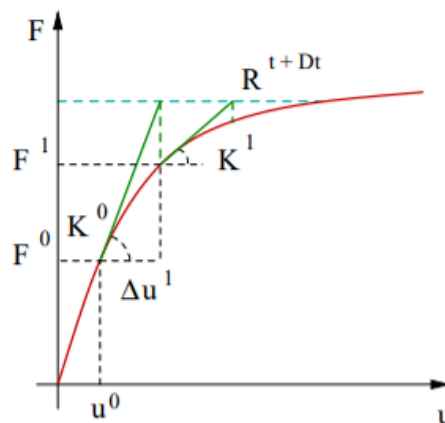
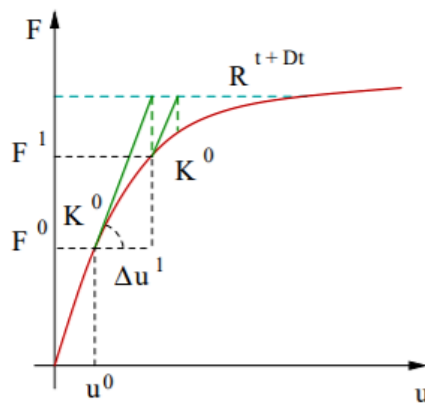


Figura 5.7 - Rappresentazione del metodo di Newton-Raphson, [77]

La procedura iterativa termina nel momento in cui lo scarto tra le due radici successive è sufficientemente piccolo. Nel metodo di Newton l'errore risulta proporzionale al quadrato dell'errore del passo precedente, tale caratteristica è nota come convergenza quadratica dell'algorithm. Il costo computazione del metodo è però molto elevato, poiché il solutore calcola ad ogni passo  $k$  la matrice delle rigidezze  $K$ . Pertanto un approccio alternativo è dato dall'utilizzo del metodo di Newton-Raphson modificato, in cui la matrice di rigidezza è calcolata solo ad un'iterazione e poi mantenuta costante per i passi successivi.



*Figura 5.8 - Rappresentazione del metodo Newton-Raphson modificato, [77]*

Anche il secondo metodo illustrato prevede un test di convergenza al fine di fornire una soluzione accurata.

## 5.2. Calibrazione FEM: test sperimentale di Desnerck et al.

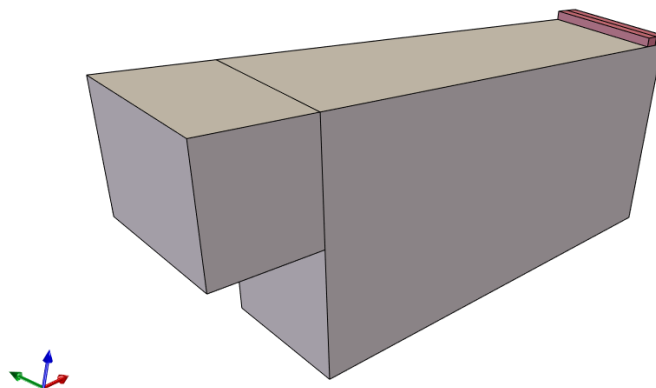
La calibrazione del modello in STKO si basa sul caso studio realizzato da Desnerck et al. [25] consentendo un confronto diretto tra la curva di carico estrapolata dal programma e quella ottenuta sperimentalmente.

### 5.2.1. Modello geometrico

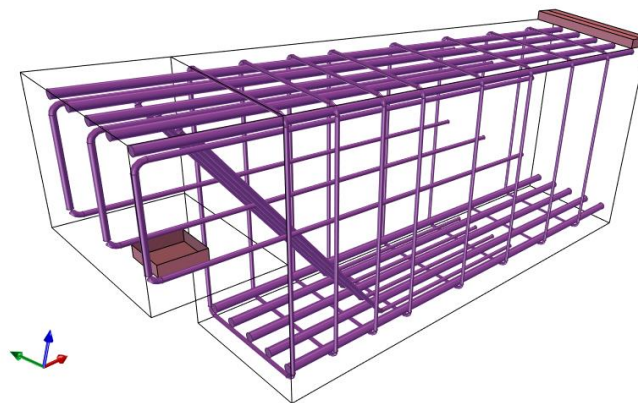
Per meglio cogliere il comportamento reale del giunto si sceglie una modellazione 3D.

La sella Gerber è modellata in STKO attraverso l'ausilio di solidi per la trave in calcestruzzo e le piastre di carico, mentre si usano elementi *wires* per le barre di armatura.

Di seguito si riportano alcune catture che consentono di visualizzare la modellazione geometrica in STKO.



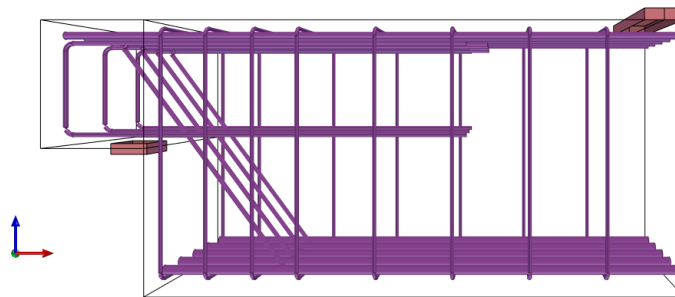
*Figura 5.9 - Modellazione geometrica del giunto, vista 3D*



*Figura 5.10 - Dettaglio armature, vista 3D*



*Figura 5.11 - Modellazione geometrica del giunto, vista xz*



*Figura 5.12 - Dettaglio armature, vista piano xz*

Le unità di misura utilizzate sono Newton (N) e millimetri (mm).

Le dimensioni del giunto e le caratteristiche dei materiali sono riportate in APPENDICE.

### 5.2.2. Materiali ed elementi utilizzati

Per il calcestruzzo si utilizza un materiale *nD* di tipo *DamageTC3D* che permette di cogliere il comportamento fragile del calcestruzzo, nonché il suo comportamento a trazione e compressione inserendo i valori dell'energia di frattura a trazione e compressione calcolati tramite le formulazioni del Model Code 1990 [42], così come riportato nel paragrafo 5.1.2.

Nella Tabella 5.b si riportano i risultati ottenuti dal calcolo.

<b><i>G<sub>c</sub></i></b>	20460.43	N/m	<b><i>G<sub>f</sub></i></b>	81.8417	N/m
	20.46043	N/mm		0.081842	N/mm

*Tabella 5.b - Valori dell'energia di frattura a trazione e compressione*

L'energia di frattura dipende, tuttavia, anche dalle dimensioni strutturali oltre che dalle caratteristiche del materiale, e come riportato nel Model Code 1990 ne consegue una riduzione o un aumento fino al 30% del valore ricavato dalla formulazione precedente.

Una prima analisi è stata svolta con il valore dell'energia di frattura ricavato dal MC1990, successivamente avendo a disposizione la curva di carico ottenuta sperimentalmente, si è tarato il modello, considerando necessaria una riduzione del 12.5% dell'energia di frattura di partenza. All'energia di frattura è legata anche la resistenza a trazione dunque, anche la resistenza a trazione è stata ridotta poiché dipendente dalla scala strutturale.

$$f_{cm} = (G_f \cdot \frac{10^3}{6})^{(1/0.7)} \quad 5.18$$

$$f_{ck} = f_{cm} - 8 \quad 5.19$$

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad 5.20$$

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} \quad 5.21$$

Considerando le formulazioni riportate dai vari codici si ricava a ritroso una relazione che lega la resistenza a trazione all'energia di frattura, ottenendo un valore accettabile di circa 1.8 MPa.

I valori ottenuti in seguito alla riduzione sono riassunti nella Tabella 5.c:

<b><i>Gt</i></b>	0.07 N/mm		
<b><i>fck</i></b>	<b><i>fcm</i></b>	<b><i>fctm</i></b>	<b><i>fctk</i></b>
25.436	33.436	2.595	1.816

*Tabella 5.c - Caratteristiche del calcestruzzo*

Il Material Test presente in STKO è utilizzato come strumento al fine di valutare il comportamento del materiale sotto una determinata condizione di carico verificandone i parametri adottati.

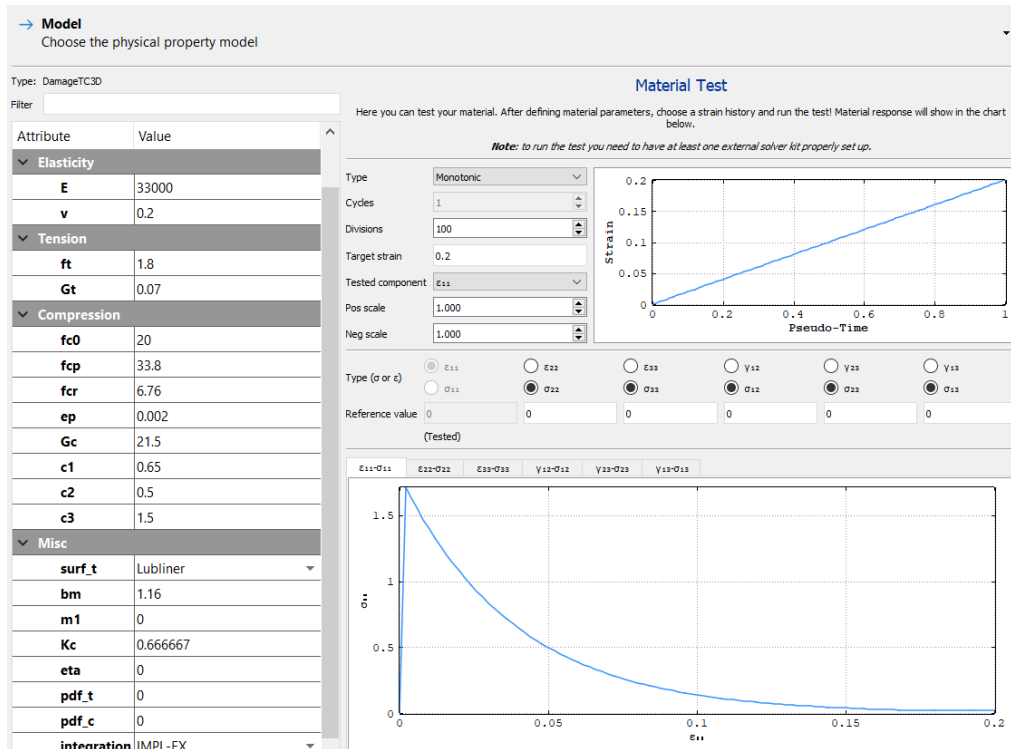


Figura 5.13 - Caratteristiche del calcestruzzo

Per l'acciaio delle barre di armatura lenta si adopera un materiale uniassiale di tipo *Hysteretic*, avendo cura di variare la tensione di snervamento e ultima per le diverse barre.

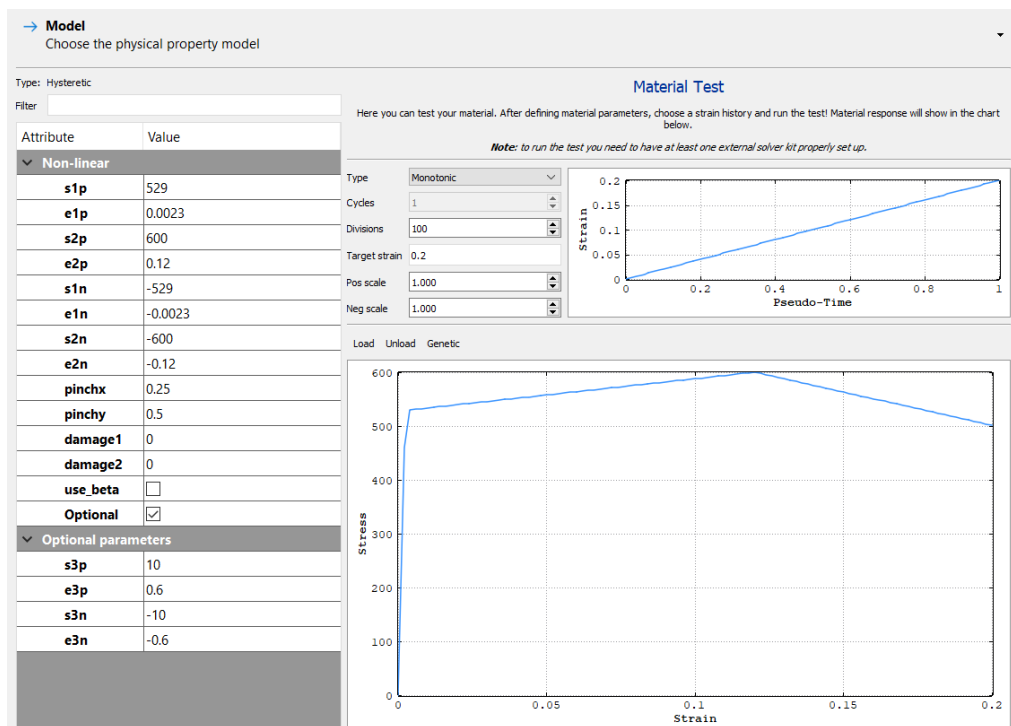
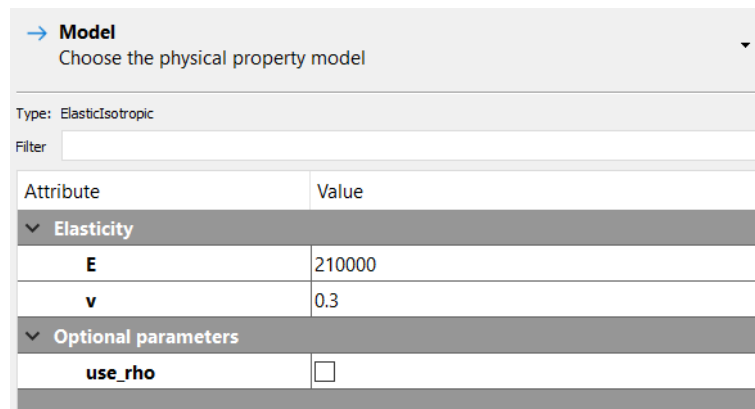


Figura 5.14 - Caratteristiche dell'acciaio

Le piastre di carico e appoggio invece, sono realizzate con acciaio elastico isotropo.



Attribute	Value
<b>▼ Elasticity</b>	
<b>E</b>	210000
<b>ν</b>	0.3
<b>▼ Optional parameters</b>	
<b>use_rho</b>	<input type="checkbox"/>

Figura 5.15 - Caratteristiche dell'acciaio relativo alle piastre di appoggio

Una sezione a fibre è assegnata alle barre di armatura e tramite l'opzione *special purpose* sono state richiamate tutte le proprietà: caratteristiche del materiale e tipo di integrazione (Lobatto).

Il giunto il calcestruzzo e le piastre elastiche isotrope sono, infine, modellate con elementi *bbarBrick* mentre le barre di rinforzo con elementi *BeamColumn*.

### 5.2.3. Condizioni di vincolo, interazioni e carichi agenti

Tra le barre di armatura ed il giunto in calcestruzzo si è utilizzata l'interazione *node to element* o vincolo *embed*, che permette di simulare il vincolo delle barre quando queste sono perfettamente annegate all'interno del calcestruzzo. Al vincolo è assegnata una *penalty* che consente di simulare la rigidezza del legame, impostata pari al modulo elastico del calcestruzzo ridotto di un ordine di grandezza.

Nella Figura 5.16 è riportato lo schema statico adottato:

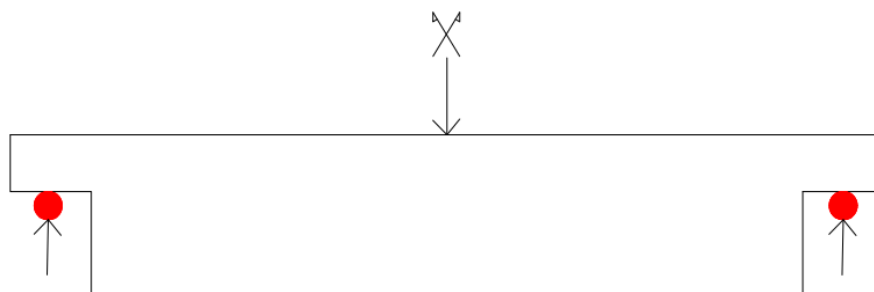
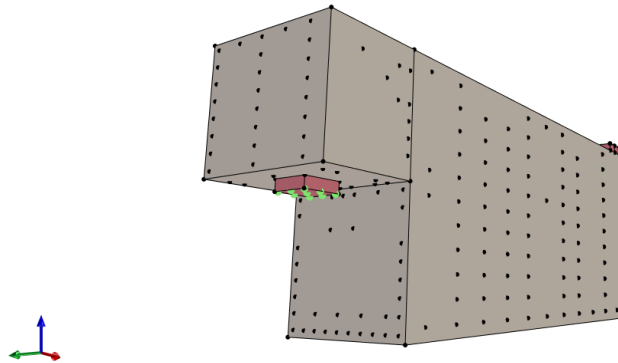


Figura 5.16 - Schema statico

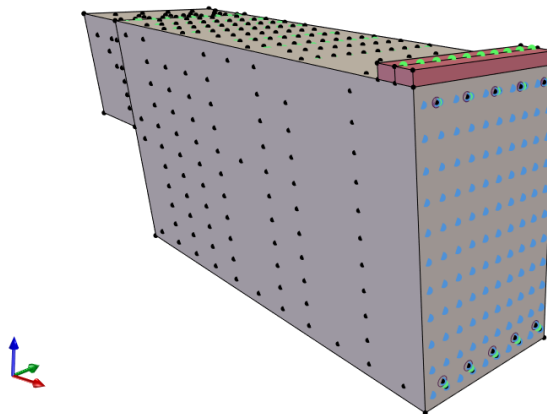
In STKO le condizioni di vincolo sono assegnate tramite il modulo *condition*:

- Appoggio esterno in corrispondenza della zona di risega che blocca la traslazione verticale (lungo l'asse z);



*Figura 5.17 - Appoggio esterno*

- Vincolo doppio pendolo in corrispondenza della superficie di sezionamento che blocca la traslazione orizzontale lungo l'asse x e la rotazione attorno all'asse y. Si adotta tale vincolo in quanto trattasi della sezione di mezzeria di una trave simmetrica.



*Figura 5.18 - Vincolo di simmetria*

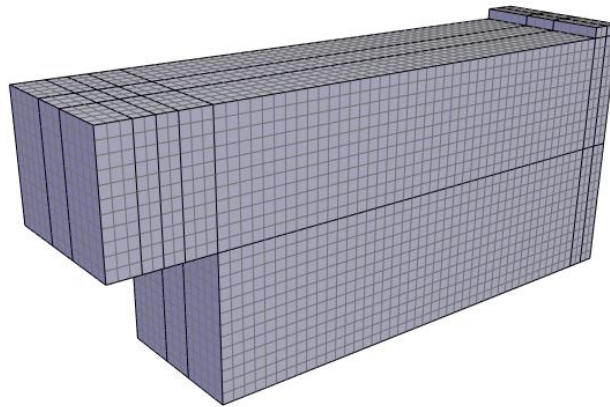
Nella Figura 5.18 è possibile notare anche la condizione di carico scelta. Dai test di laboratorio [25] si è evinto che lo spostamento ultimo, prima di giungere a rottura, è di 12 mm e che il carico massimo raggiunto è di 402 kN. Pertanto si imposta una forza di superficie pari a 10 MPa in corrispondenza della piastra di carico in acciaio, assegnando uno spostamento ultimo di 12 mm.



#### 5.2.4. Architettura della *mesh*

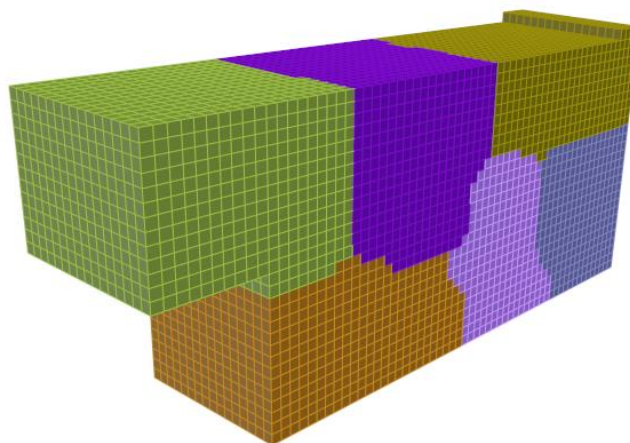
Coerentemente agli elementi scelti e alla modellazione svolta, per discretizzare il modello si adotta una *mesh* di tipo *Structured*, *Linear* e *Hexaedric*.

Come si vedrà nei paragrafi successivi, lo studio prevede un'analisi di convergenza al fine di ricavare la *mesh size* più appropriata. La dimensione della *mesh* adottata è pari a 2.5 cm ed è costante per ogni elemento.



*Figura 5.19 - Architettura della mesh*

L'elemento strutturale è poi diviso in sei sottomodelli, utilizzando il comando “mesh partition” che consente di effettuare un'analisi in parallelo con multiprocessori e ridurre in questo modo il costo computazionale di ogni analisi.



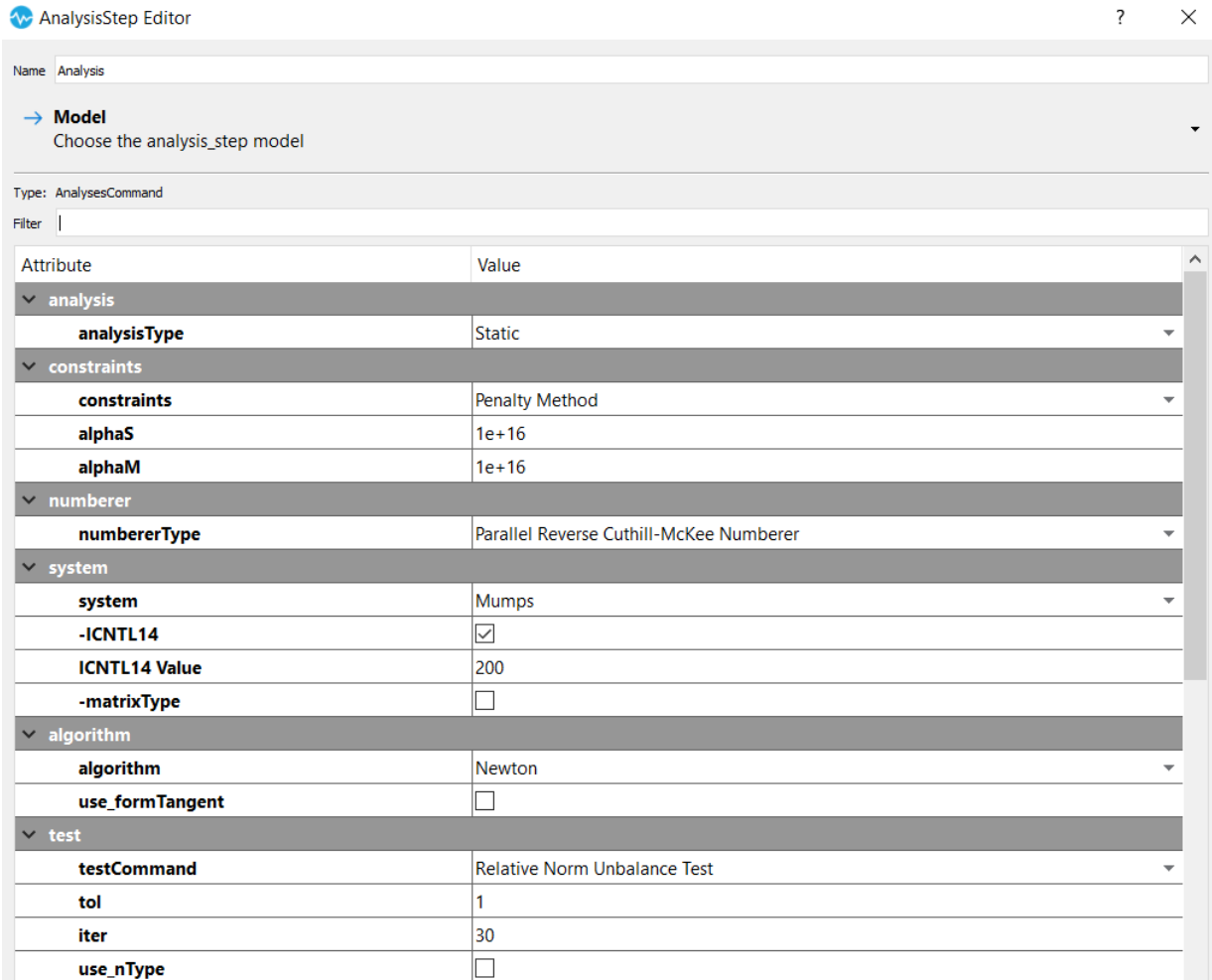
*Figura 5.20 - Partizione della mesh*

## 5.2.5. Analisi del giunto

Nel modulo Analysis sono impostati i diversi step dell'analisi. Innanzitutto si setta il recorder che consente di scegliere i risultati da visualizzare in *post-processing*.

In STKO si richiamano le condizioni di vincolo e di carico e, infine, i parametri dell'analisi.

L'analisi scelta è di tipo statico, di seguito sono riportati i parametri adottati.



The screenshot shows the 'AnalysisStep Editor' window. At the top, the name is 'Analysis'. Below it, a dropdown menu is set to 'Model' with the instruction 'Choose the analysis\_step model'. The type is 'AnalysesCommand'. A filter field is empty. The main area is a table with columns 'Attribute' and 'Value'. The table is organized into several expandable sections: 'analysis', 'constraints', 'numberer', 'system', 'algorithm', and 'test'. Each section contains specific parameters and their values.

Attribute	Value
<b>analysis</b>	
analysisType	Static
<b>constraints</b>	
constraints	Penalty Method
alphaS	1e+16
alphaM	1e+16
<b>numberer</b>	
numbererType	Parallel Reverse Cuthill-McKee Numberer
<b>system</b>	
system	Mumps
-ICNTL14	<input checked="" type="checkbox"/>
ICNTL14 Value	200
-matrixType	<input type="checkbox"/>
<b>algorithm</b>	
algorithm	Newton
use_formTangent	<input type="checkbox"/>
<b>test</b>	
testCommand	Relative Norm Unbalance Test
tol	1
iter	30
use_nType	<input type="checkbox"/>

▼ integrator	
staticIntegrators	Parallel Displacement Control ▼
SelectionSet	27 ▼
dof	3
Cyclic	<input type="checkbox"/>
Target Displacement	-12
▼ analyze	
Time Step Type	Adaptive Time Step ▼
numIncr	300
▼ AdaptiveControl	
max factor	1
min factor	1e-06
max factor incr	1.5
min factor incr	0
▼ loadConst	
loadConst	<input type="checkbox"/>
▼ wipeAnalysis	
wipeAnalysis	<input checked="" type="checkbox"/>

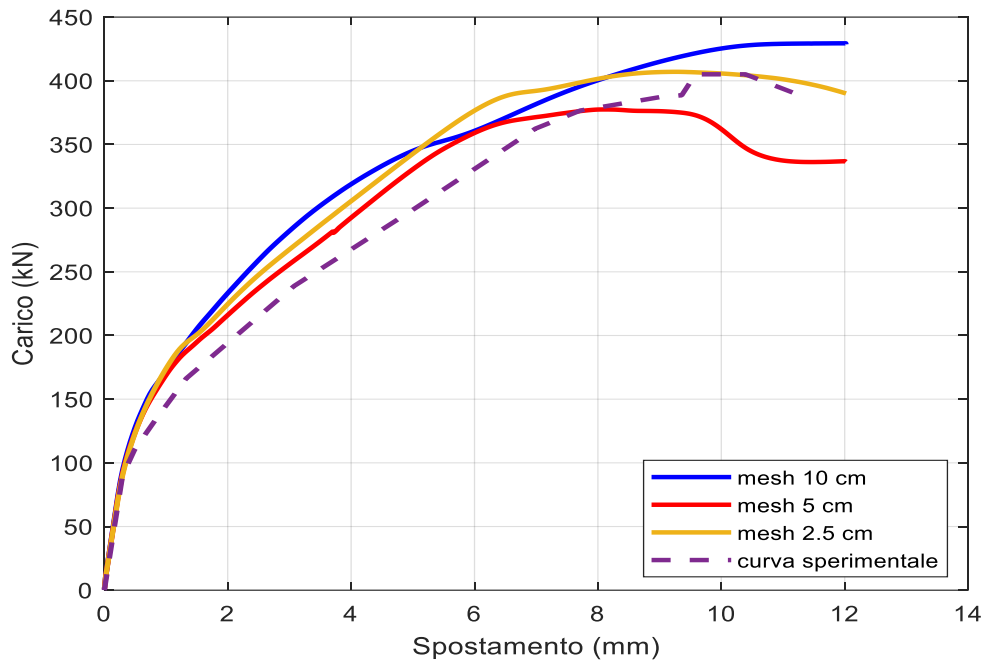
*Figura 5.21 - Set-up analisi*

### 5.2.6. Risultati e studio di convergenza

L'analisi non lineare viene eseguita al fine di ottenere una curva di carico-spostamento che possa essere confrontata con quella fornita dai ricercatori Desnerck, Lees e Morley [25], ottenuta dai test di laboratorio.

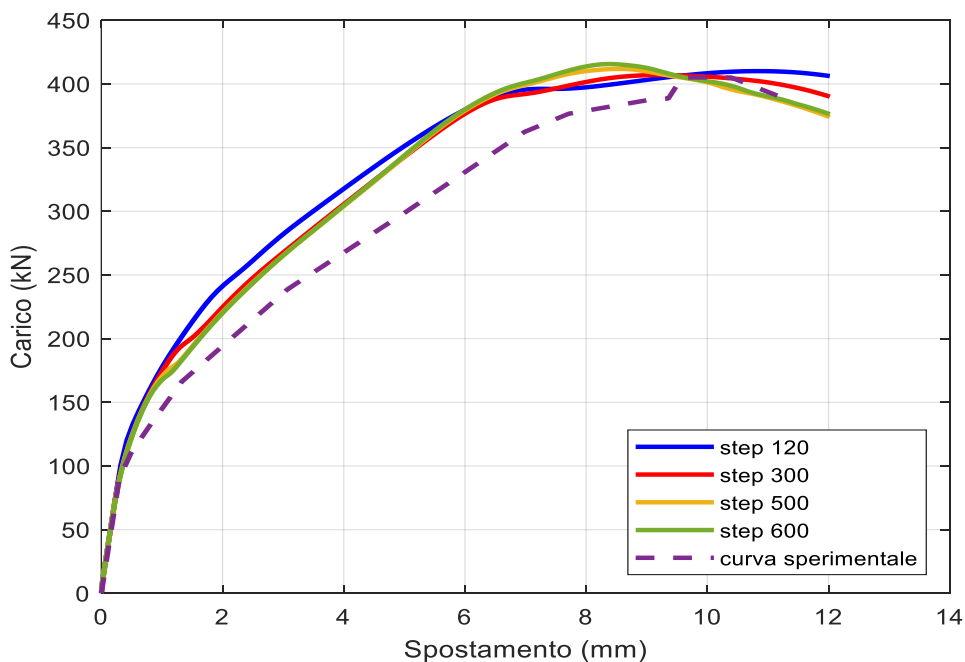
Con l'obiettivo di ricercare la soluzione ottimale, si effettua uno studio di convergenza. Le curve di carico-spostamento sono confrontate con la variazione di alcuni parametri quali la dimensione della mesh e il numero di incrementi di carico.

Dalla Figura 5.22 si evince l'influenza della dimensione della mesh. Le analisi sono svolte utilizzando tre differenti mesh size: 10 cm, 5 cm e 2.5 cm. La curva che meglio approssima la situazione di laboratorio è quella relativa ad una mesh size di 2.5 cm.



*Figura 5.22 - Studio di convergenza per la dimensione della mesh (step di carico 300)*

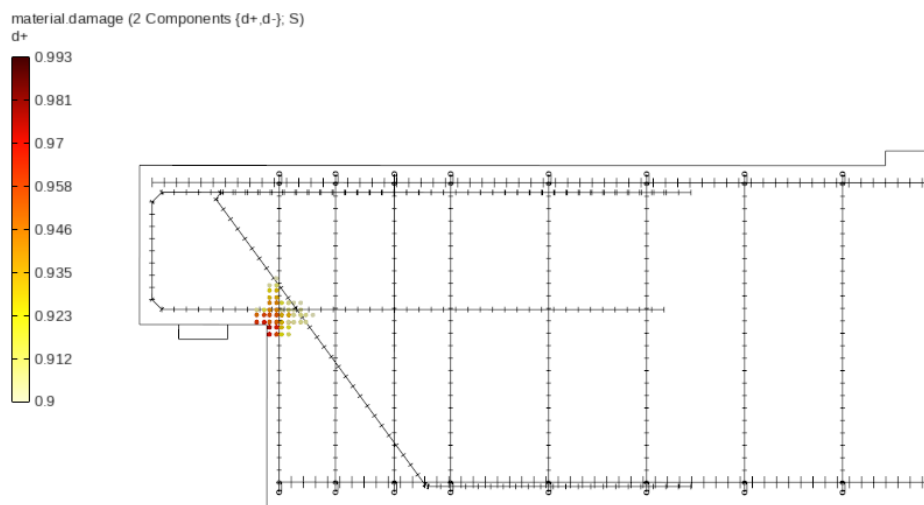
Nella Figura 5.23, invece, si confrontano le diverse curve di carico ottenute al variare del numero di incrementi di carico: 120, 300, 500, 600. Si può notare come le curve siano molto vicine tra loro e come il picco di resistenza rimanga pressoché costante, dunque nelle analisi successive si adotta un numero di step di carico pari a 300 che fornisce un buon riscontro con la curva sperimentale e una riduzione del costo computazionale.



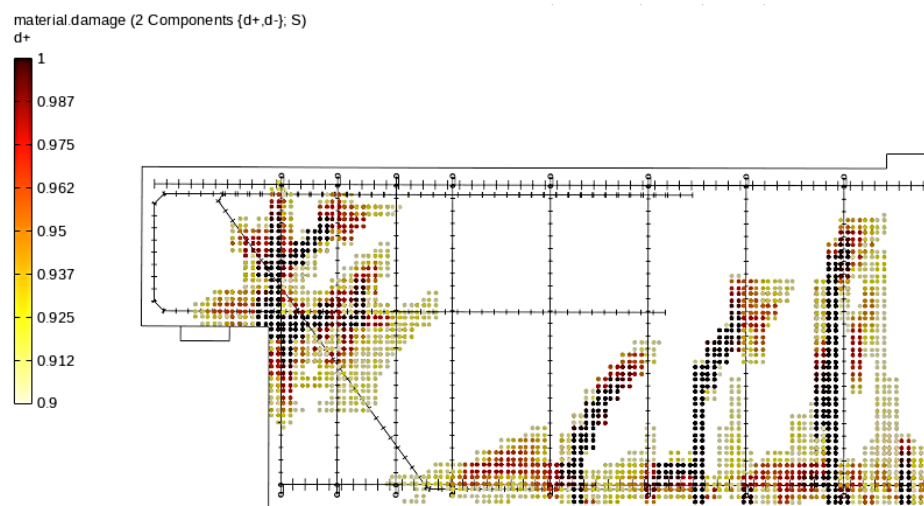
*Figura 5.23 - Studio di convergenza per step di carico (mesh 3 cm)*

Nel presente paragrafo sono inoltre mostrati i risultati dell'analisi condotta: danneggiamento a trazione (localizzazione delle fessure), deformazione del calcestruzzo, tensioni nelle barre di armatura. I risultati sono riportati all'inizializzazione del processo di fessurazione, allo sviluppo e alla rottura del giunto.

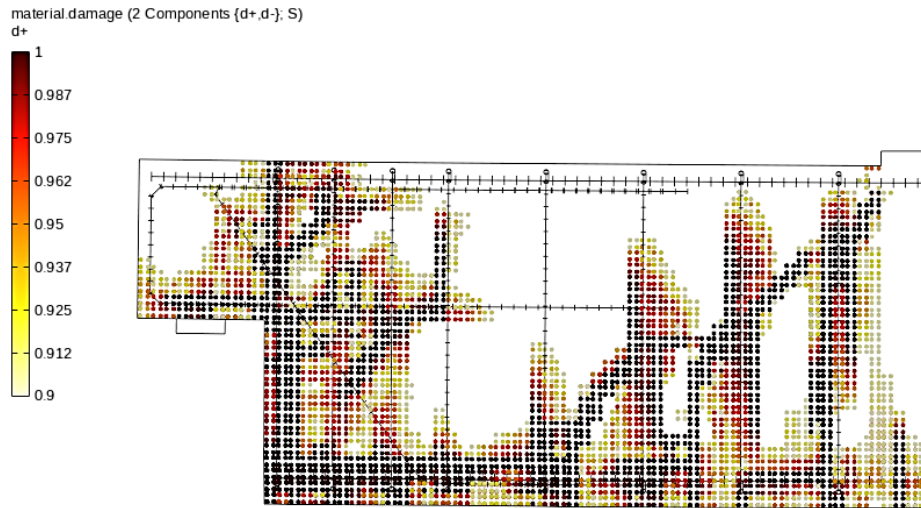
- › **Danneggiamento a trazione:** le fessure iniziano a propagare dallo spigolo interno e si sviluppano nell'intera sezione trasversale. Le cricche più critiche, tuttavia, sono quelle presenti nella zona di risega e che vanno verso il lembo superiore della trave.



*Figura 5.24 - Step 10, inizializzazione della fessura*

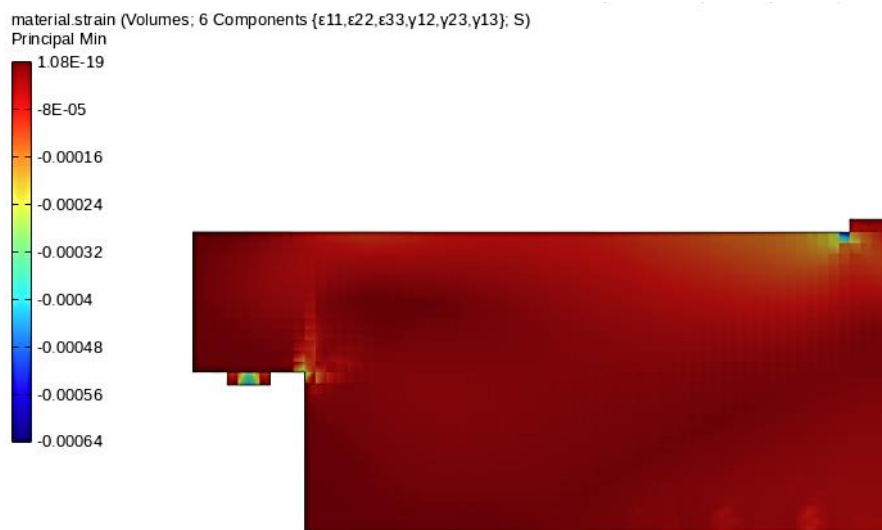


*Figura 5.25 - Step 100, sviluppo della fessura*

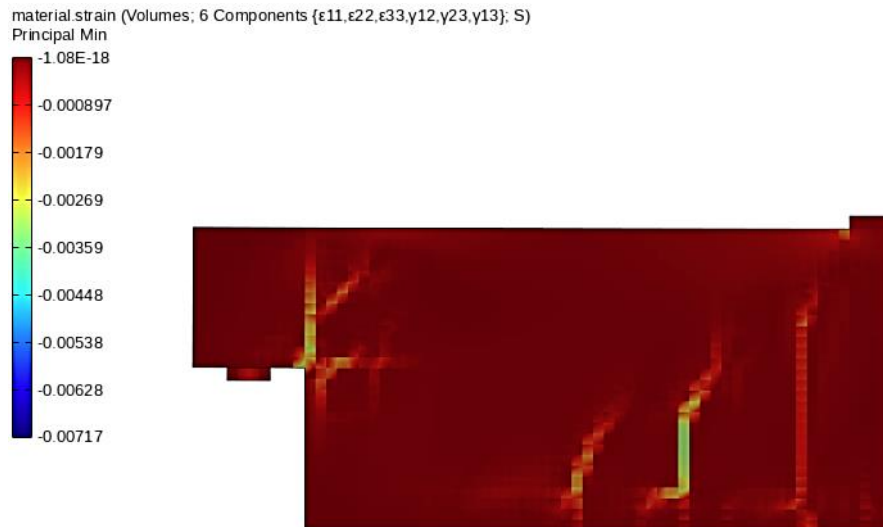


*Figura 5.26 - Step 309, fessurazione a rottura*

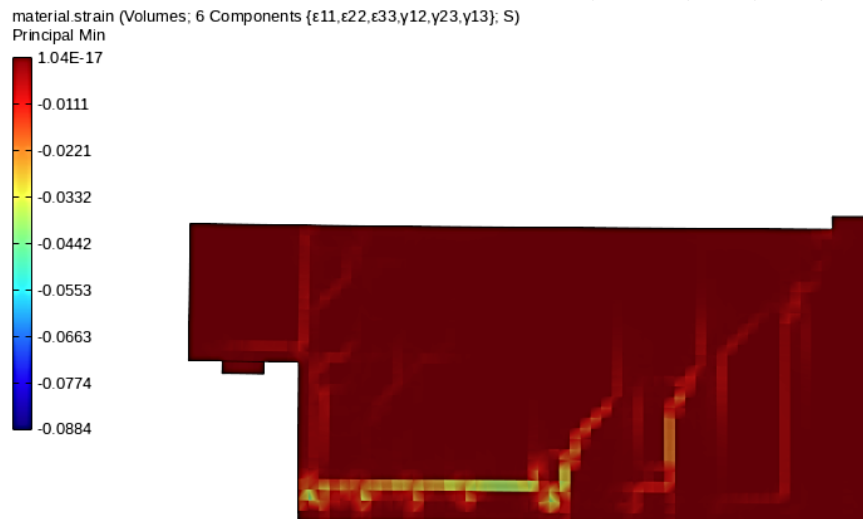
- › **Deformazione minima del calcestruzzo:** si verifica che non superi il valore critico di 0.35% al di sotto del quale la rottura avverrebbe per il crushing del calcestruzzo, determinando un collasso fragile del giunto. Dall'analisi della sella integra si nota che il valore critico non è superato in nessun punto, pertanto la rottura è di tipo duttile e non avviene per frantumazione del calcestruzzo.



*Figura 5.27 - Step 25, Deformazione minima del calcestruzzo ad inizializzazione del crack*

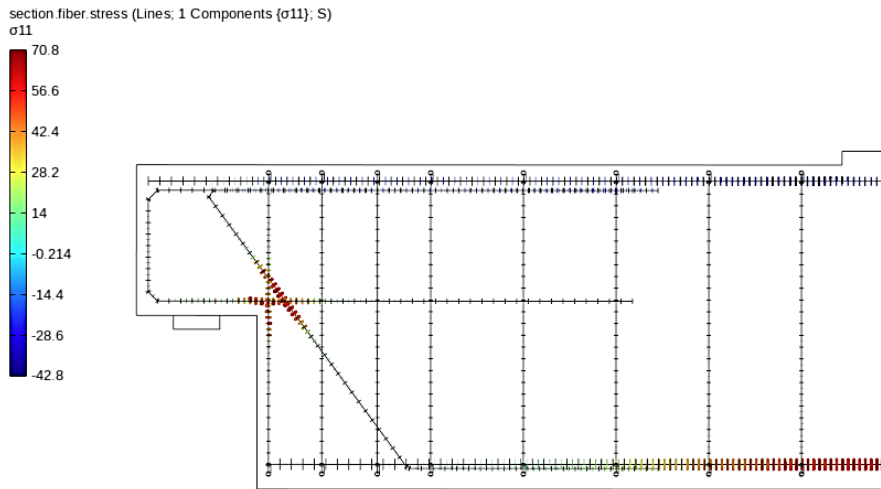


*Figura 5.28 - Step 100, Deformazione minima del calcestruzzo allo sviluppo del crack*

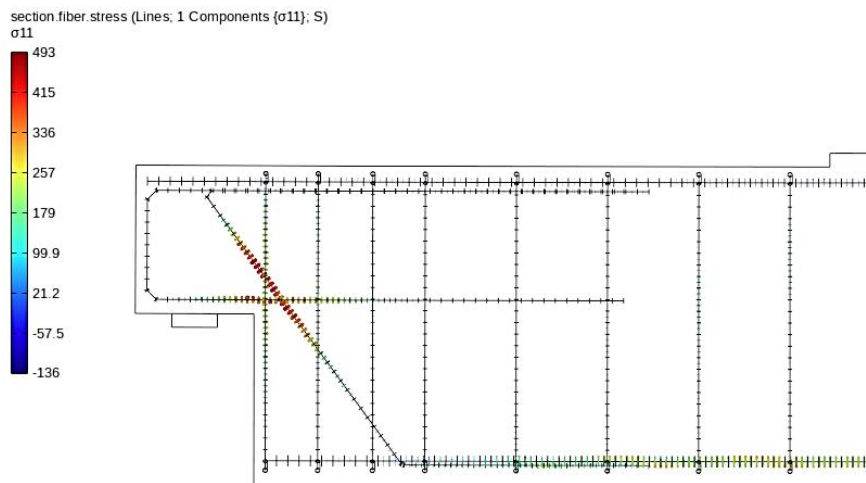


*Figura 5.29 - Step 309, Deformazione minima del calcestruzzo a rottura*

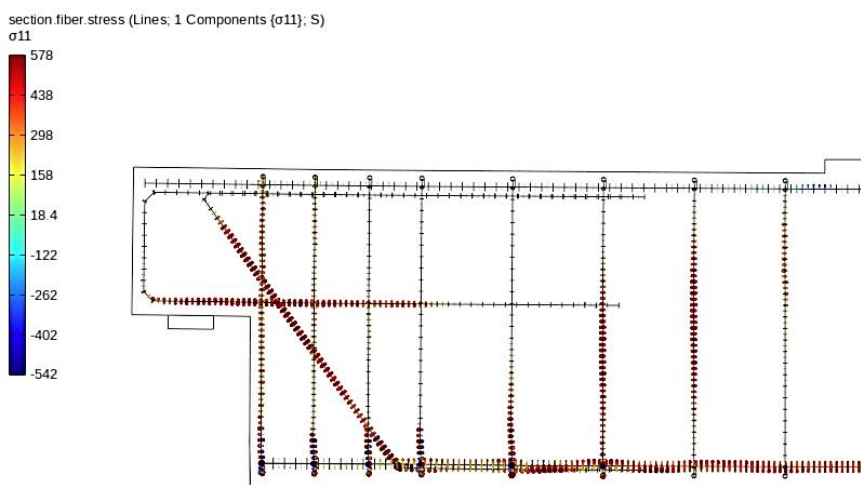
- › **Tensione nelle barre di armatura:** si evince che il collasso occorre a seguito del raggiungimento della tensione di snervamento rispettivamente nelle barre diagonali e nelle prime due staffe verticali, una rottura di questo tipo è una rottura di tipo duttile.



*Figura 5.30 - Step 25, Tensioni nelle barre di armatura ad inizializzazione del crack*



*Figura 5.31 - Step 100, Tensioni nelle barre di armatura allo sviluppo del crack*



*Figura 5.32 - Step 309, Tensioni nelle barre di armatura a rottura*



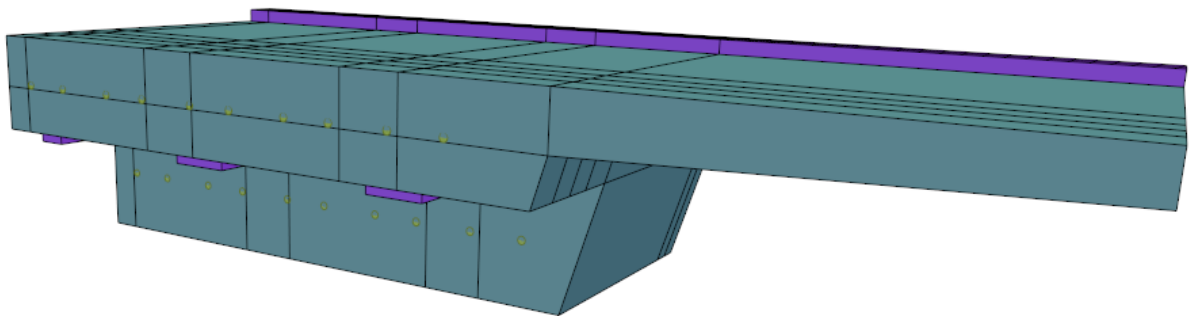
### 5.3. Modello locale FEM del Viadotto

Il secondo caso studio riguarda il modello locale del giunto presente in un viadotto esistente. Il giunto è stato modellato considerando l'intera zona di discontinuità o D-Region e 50 cm della B-Region.

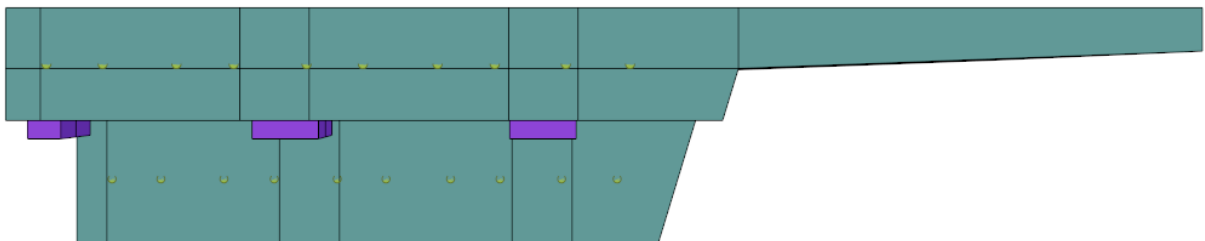
#### 5.3.1. Modello geometrico

Così come per la trave Gerber di Desnerck et al. [25] anche in tal caso si prevede una modellazione 3D del giunto. Il modello solido della sella Gerber e delle piastre di carico e appoggi è realizzato tramite le funzionalità di STKO, le barre di armatura e i cavi da precompressione sono modellate con elementi wires. Per ragioni di simmetria trasversale si studia metà giunto, assegnando un'opportuna configurazione di vincolo.

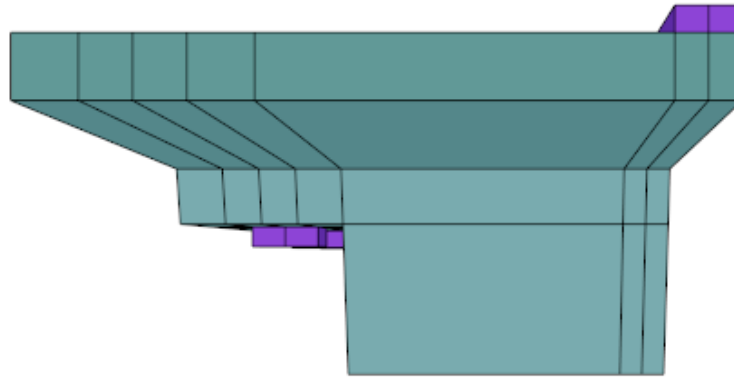
Si riportano alcune catture che consentono di visualizzare la modellazione geometrica in STKO.



*Figura 5.33 - Modello del giunto Gerber, vista 3D*

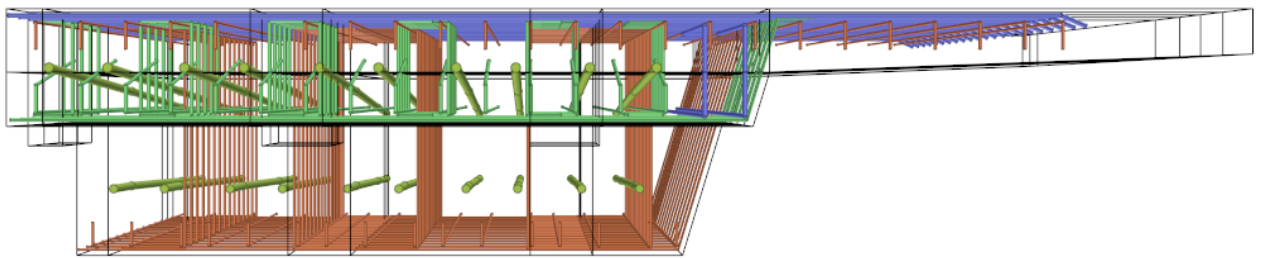


*Figura 5.34 - Modello del giunto Gerber, vista piano yz*

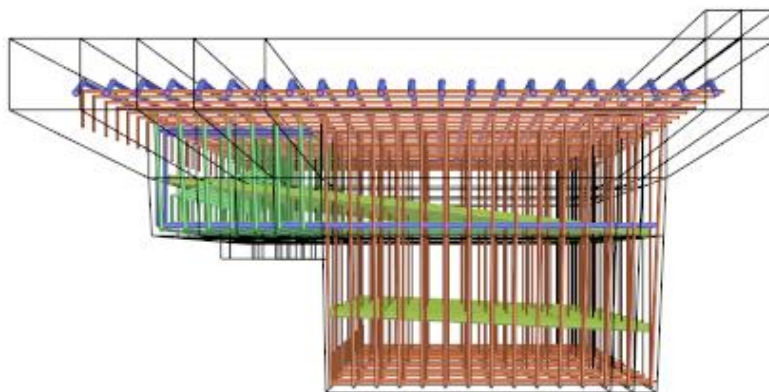


*Figura 5.35 - Modello del giunto Gerber, vista piano xz*

Sono riportate catture relative alle barre di armatura lenta modellate tramite il Toolkit di Opensees, STKO.



*Figura 5.36 - Dettaglio armature del giunto Gerber, vista yz*



*Figura 5.37 - Dettaglio armature del giunto Gerber, vista xz*

Le unità di misura utilizzate sono N e mm.

Le dimensioni del giunto e le caratteristiche dei materiali sono riportate in APPENDICE.

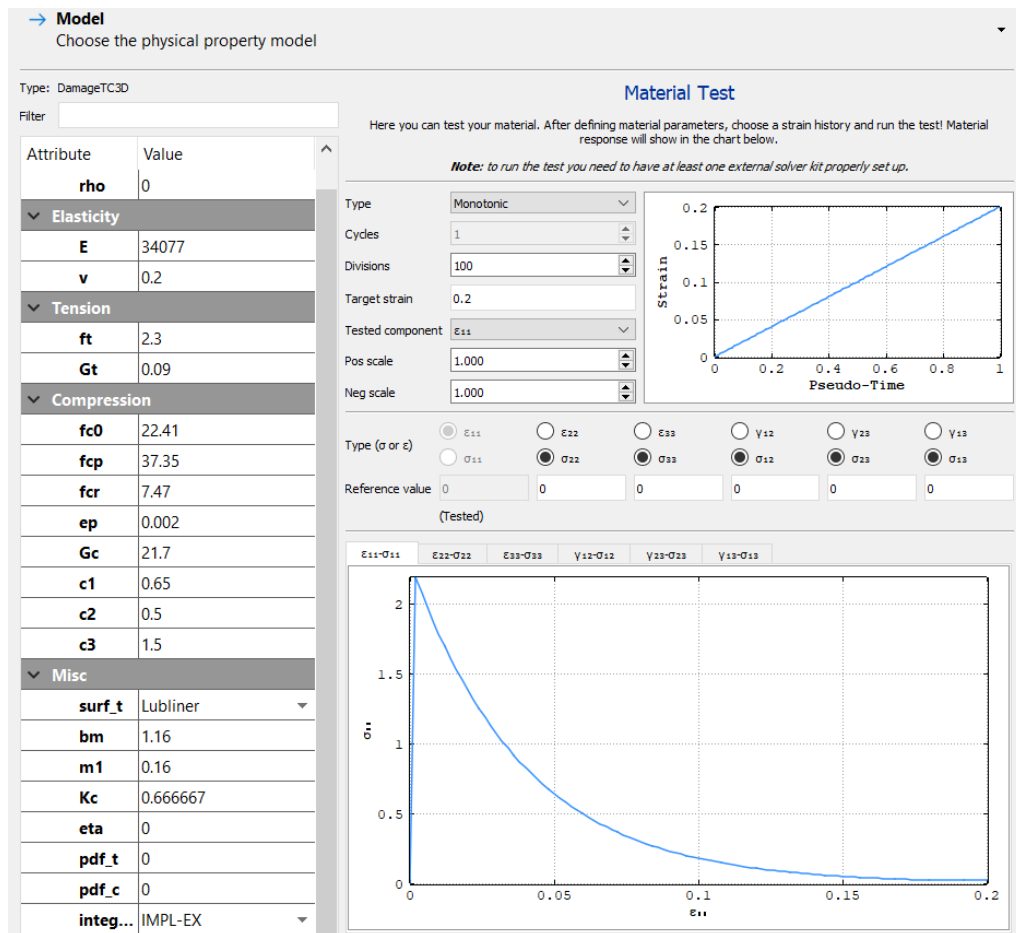
### 5.3.2. Materiali ed elementi utilizzati

Per il calcestruzzo si utilizza un materiale *nD* di tipo *DamageTC3D*, anche in tal caso i valori dell'energia di frattura a trazione e compressione sono calcolati tramite le formulazioni del Model Code 1990 [42], così come riportato nel paragrafo 5.1.2.

Nella Tabella 5.d si riportano i risultati ottenuti dal calcolo.

<b><math>G_c</math></b>	21661.84	N/m	<b><math>G_f</math></b>	86.64736	N/m
	21.66184	N/mm		0.086647	N/mm

*Tabella 5.d – Valori dell'energia di frattura a trazione e compressione*



*Figura 5.38 - Caratteristiche del calcestruzzo*

Le barre di armatura lenta sono modellate con un materiale uniassiale di tipo *Hysteretic*.

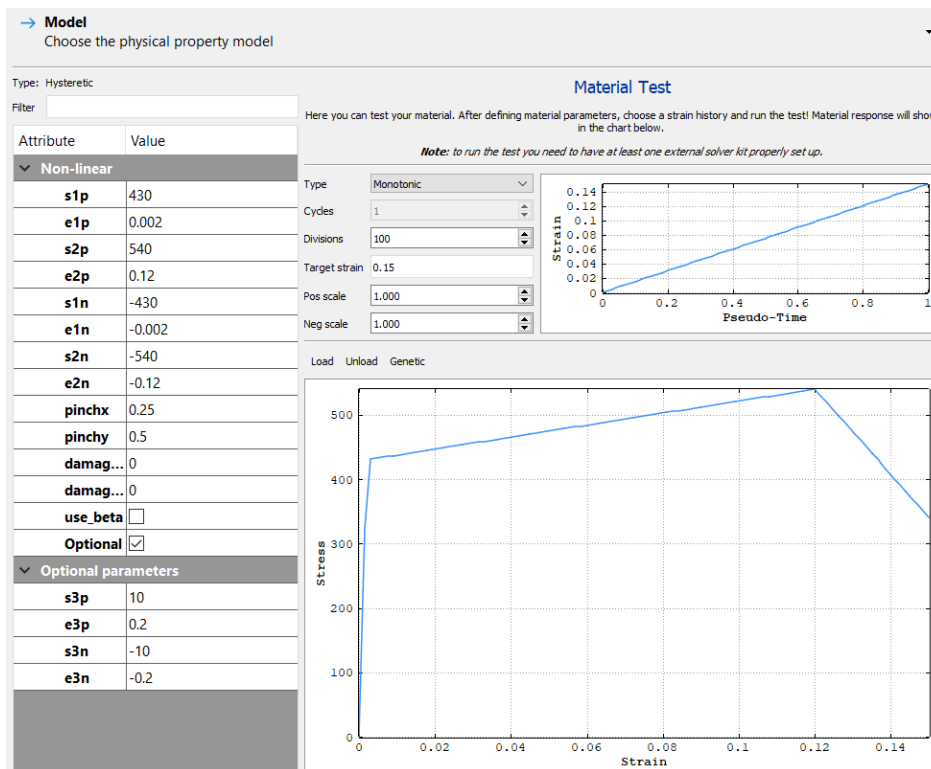


Figura 5.39 - Caratteristiche dell'acciaio ordinario

I cavi da precompressione sono modellati con materiale uniassiale di tipo *Steel02*.

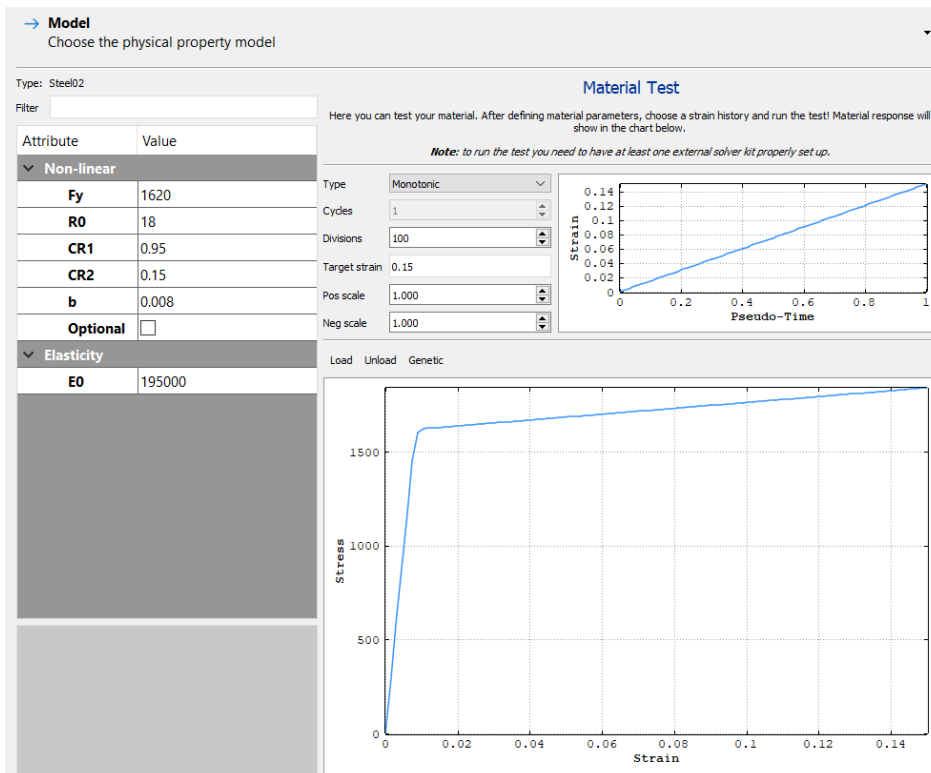


Figura 5.40 - Caratteristiche dell'acciaio da precompressione

La tensione di precompressione è applicata ai cavi tramite il modulo *Physical properties* assegnando un *Initial stress*. Il valore è settato a 990 MPa, tensione di precompressione depurata delle perdite iniziali.

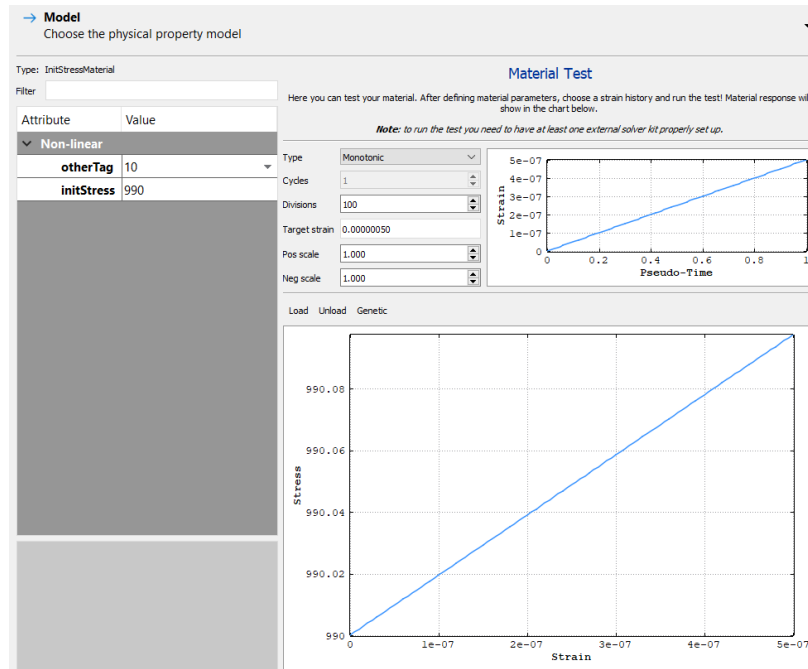


Figura 5.41 - Valore di precompressione come stress iniziale

Le piastre di carico e appoggio, invece, sono realizzate con acciaio elastico isotropo.

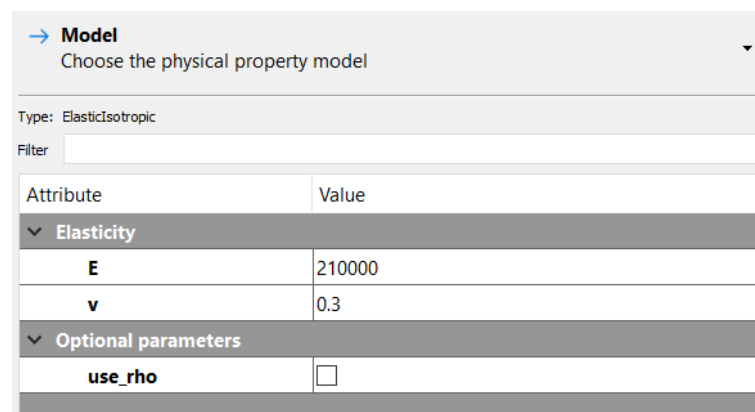


Figura 5.42 - Caratteristiche dell'acciaio relativo alle piastre d'appoggio

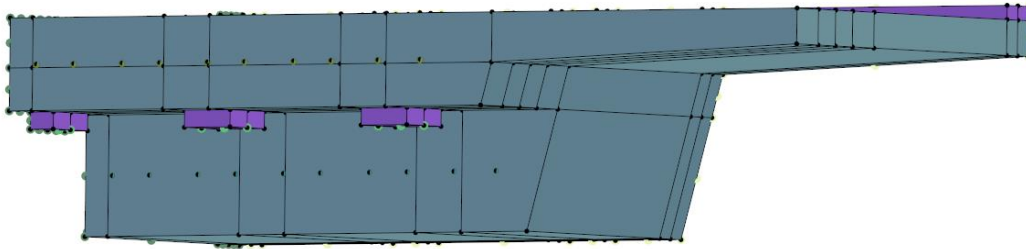
Le strutture solide sono modellate con elementi *bbarBrick* mentre le barre e i cavi con elementi *BeamColumn*.

### 5.3.3. Condizioni di vincolo, interazioni e carichi assegnati

L'interazione node to element consente di simulare il perfetto annegamento delle barre nel giunto in calcestruzzo.

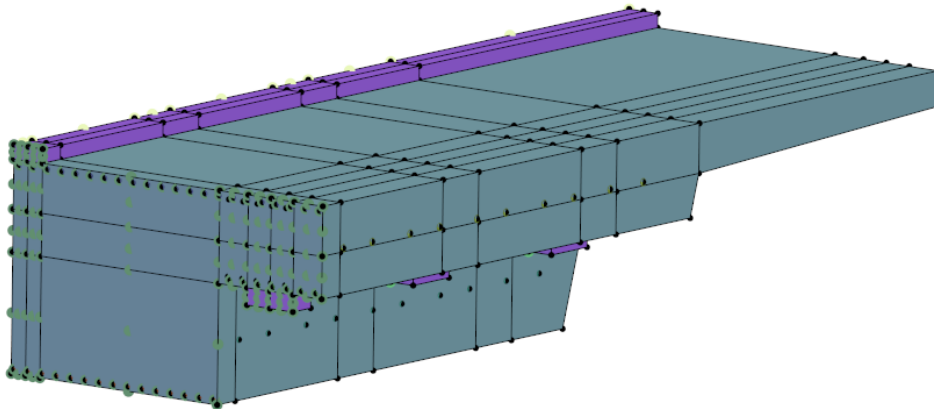
Per le condizioni di vincolo esterne si ha:

- Appoggio in corrispondenza della zona della risega, che blocca la traslazione verticale in direzione z e la traslazione orizzontale in direzione x e y;



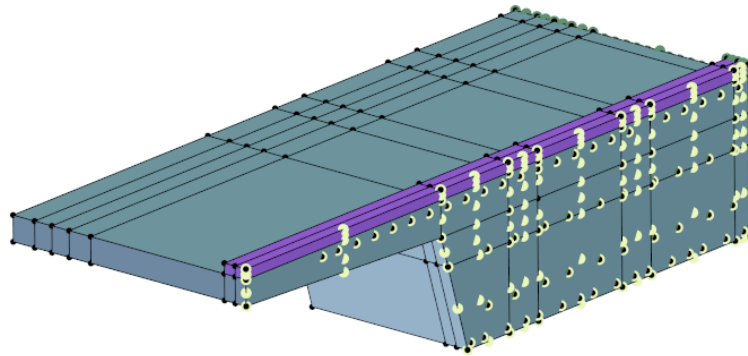
*Figura 5.43 - Appoggi esterni*

- Vincolo doppio pendolo in corrispondenza della sezione di simmetria trasversale, che blocca la rotazione attorno all'asse x e la traslazione lungo l'asse y;



*Figura 5.44 - Vincolo di simmetria della sezione trasversale*

- Vincolo doppio pendolo in corrispondenza della superficie di sezionamento longitudinale, che blocca la rotazione attorno all'asse y e la traslazione lungo l'asse x.  
In tal caso non si tratta della sezione di simmetria, tuttavia in via semplificativa si adotta tale configurazione di vincolo ammettendo un errore trascurabile nella soluzione finale.

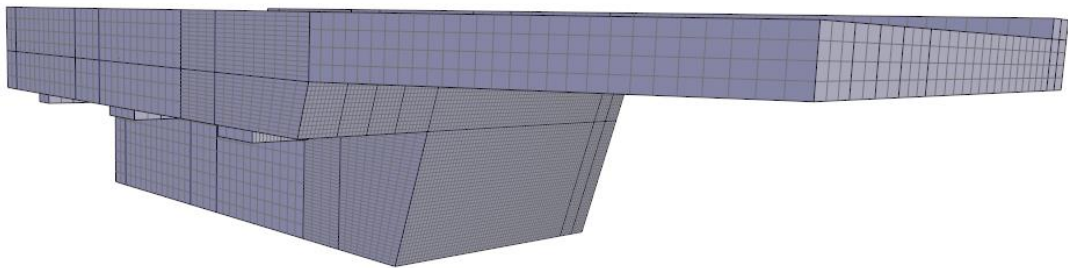


*Figura 5.45 - Vincolo della superficie di sezionamento*

Per la condizione di carico si imposta uno spostamento di 12 mm in direzione z in corrispondenza della piastra in acciaio.

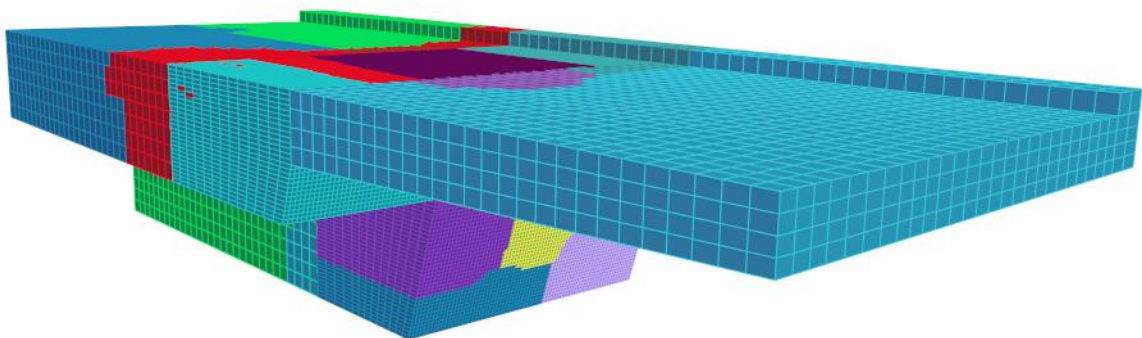
### 5.3.4. Architettura della *mesh*

La *mesh* adottata è di tipo *Structured, Linear e Hexaedric*. La *mesh size* non è costante per tutto l'elemento strutturale a causa dell'elevato onere computazionale. Si prevede dunque un maggiore infittimento nella zona più esterna della risega, con dimensione della maglia di 3 cm, e una *mesh* più grossolana di 9 cm per la restante porzione di solido.



**Figura 5.46** - Architettura della *mesh*

Al fine di ridurre il costo computazionale si effettua un'analisi in parallelo con multiprocessori, dividendo il modello in 18 sottomodelli.



**Figura 5.47** - Modello partizionato



### 5.3.5. Analisi del giunto

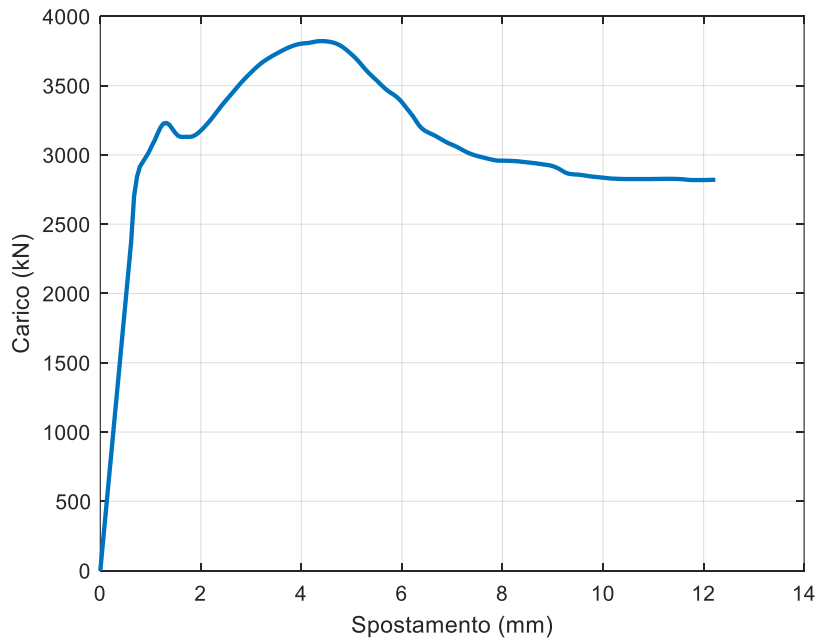
Si effettua una *stage analysis* per tenere conto degli effetti della sola precompressione in uno step iniziale, a seguito del quale si effettua l'analisi assegnando lo spostamento ultimo. L'analisi scelta è di tipo statico, di seguito sono riportati i parametri adottati.

Attribute	Value
<b>analysis</b>	
analysisType	Static
<b>constraints</b>	
constraints	Transformation Method
<b>numberer</b>	
numbererType	Parallel Reverse Cuthill-McKee Numberer
<b>system</b>	
system	Mumps
-ICNTL14	<input checked="" type="checkbox"/>
ICNTL14 Value	200
-matrixType	<input type="checkbox"/>
<b>algorithm</b>	
algorithm	Modified Newton
use_formTangent	<input type="checkbox"/>
<b>test</b>	
testCommand	Relative Norm Unbalance Test
tol	10
iter	30
use_nType	<input type="checkbox"/>
<b>algorithm</b>	
algorithm	Modified Newton
use_formTangent	<input type="checkbox"/>
<b>test</b>	
testCommand	Relative Norm Unbalance Test
tol	10
iter	30
use_nType	<input type="checkbox"/>
<b>integrator</b>	
staticIntegrators	Load Control
duration	1
<b>analyze</b>	
Time Step Type	Adaptive Time Step
numIncr	200
<b>AdaptiveControl</b>	
max factor	1
min factor	1e-06
max factor incr	1.5
min factor incr	0
<b>loadConst</b>	
loadConst	<input type="checkbox"/>
<b>wipeAnalysis</b>	
wipeAnalysis	<input checked="" type="checkbox"/>

Figura 5.48 - Set-up analisi

### 5.3.6. Risultati

L'analisi effettuata consente di ottenere la curva di carico del giunto a sezione integra, riportata nella Figura 5.49.

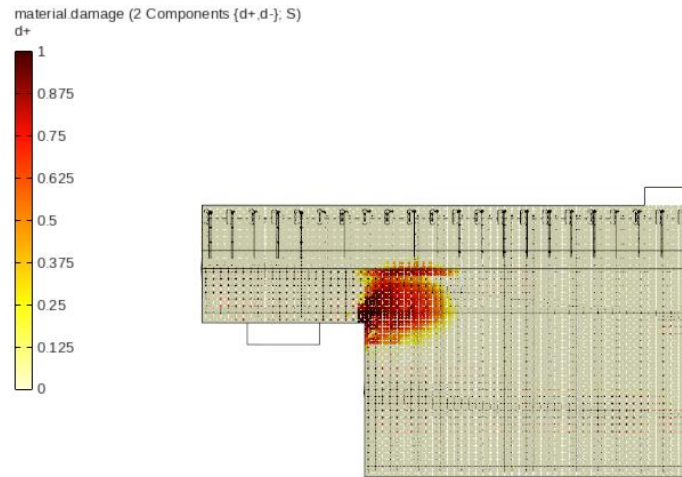


*Figura 5.49 - Curva di carico del giunto Gerber*

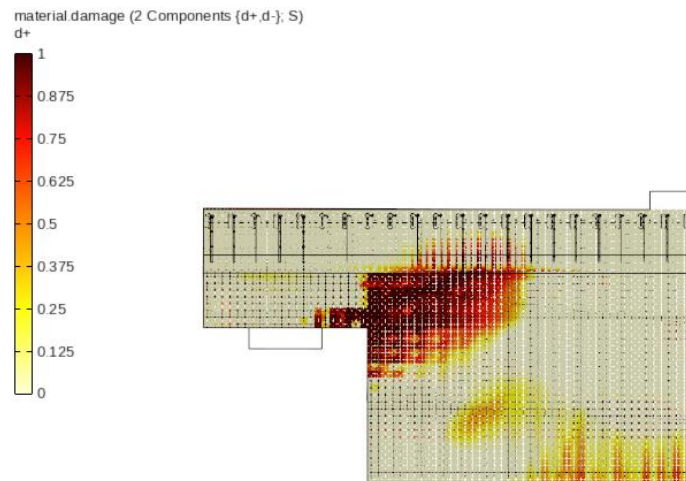
Dopo il tratto elastico si ha il raggiungimento di un primo picco di resistenza ad uno spostamento di 0.75 mm dove si ha lo snervamento localizzato delle prime staffe verticali della regione a sezione piena. La fase plastica di propagazione della fessura consente di arrivare ad un secondo picco di 3825 kN corrispondente al valore di capacità portante del giunto, in seguito al quale si ha la rottura del manufatto con un tratto softening seguito da un plateau a 2800 kN.

Si mostrano, inoltre, i risultati dell'analisi condotta, riportati all'inizializzazione del processo di fessurazione, allo sviluppo e alla rottura del giunto.

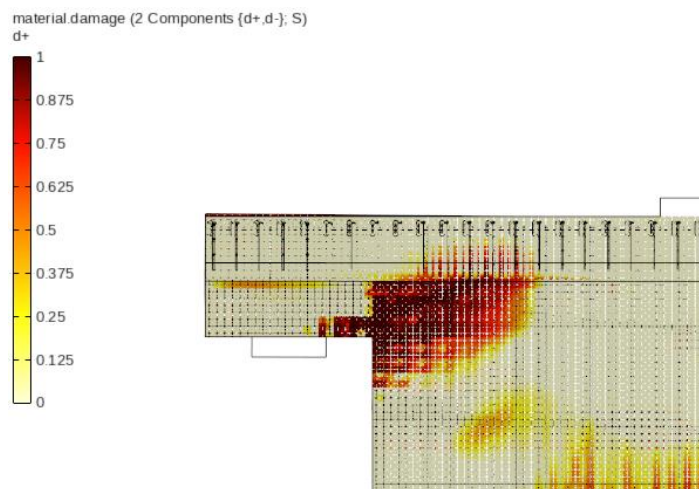
- › **Danneggiamento a trazione:** la prima cricca si forma sempre nella zona della riseqa, in corrispondenza del pennino, con un'inclinazione di 45°. La fessurazione prosegue negli step di carico successivi avanzando verso il lembo superiore del giunto.



*Figura 5.50 - Step 20, inizializzazione della fessurazione*



*Figura 5.51 - Step 100, sviluppo della fessura*

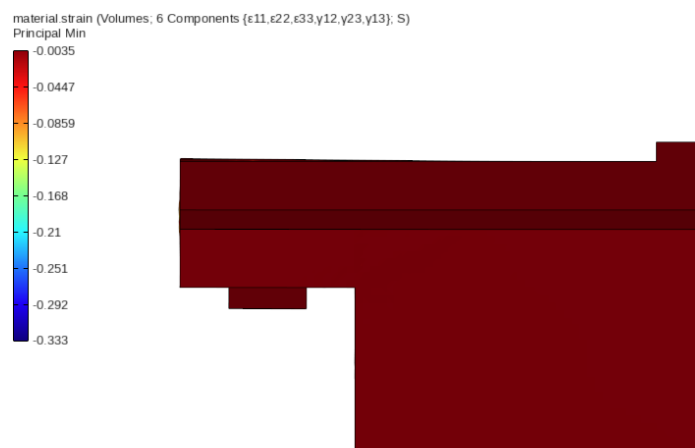


*Figura 5.52 - Step 200, fessurazione a rottura*

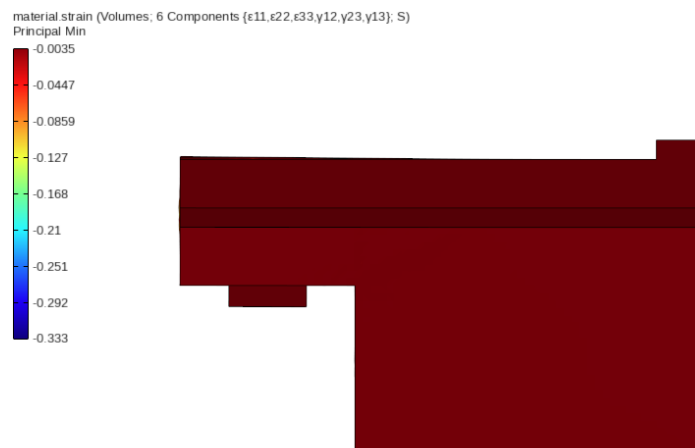
- › **Deformazione minima del calcestruzzo:** i valori massimi sono registrati nelle zone di ancoraggio dei cavi.



*Figura 5.53 - Step 20, deformazione minima del calcestruzzo all'inizializzazione del crack*

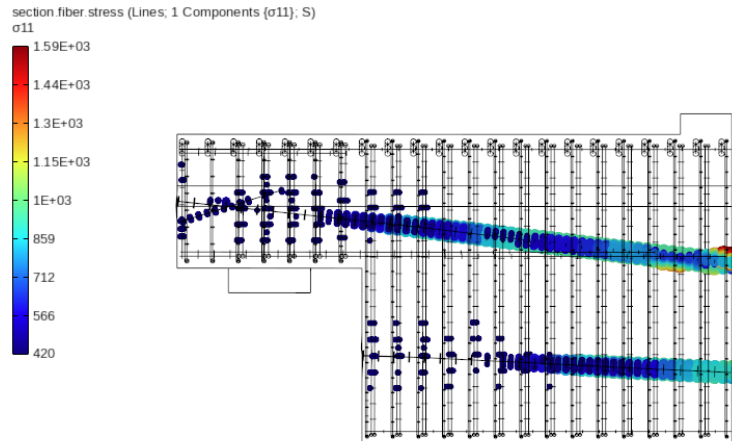


*Figura 5.54 - Step 100, deformazione minima del calcestruzzo allo sviluppo del crack*

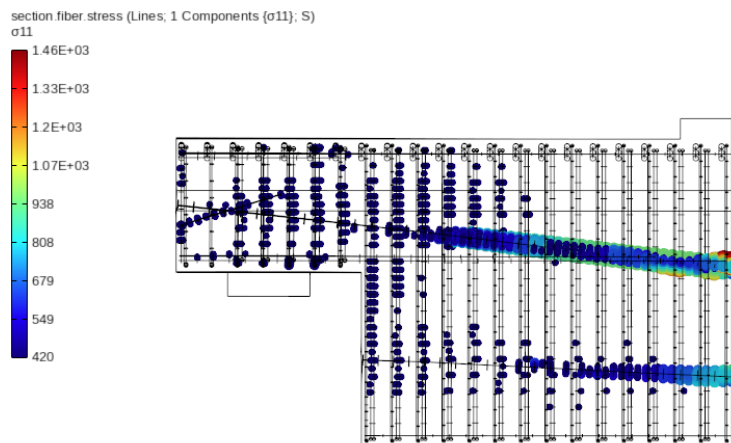


*Figura 5.55 - Step 200, deformazione minima del calcestruzzo a rottura*

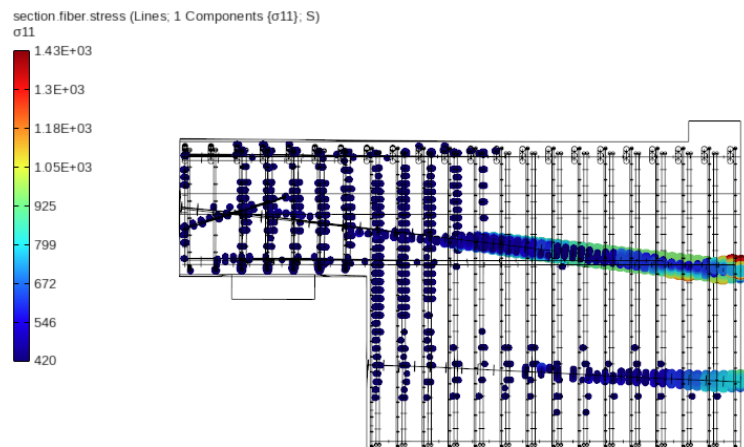
› **Tensioni nelle barre di armatura lenta e dei cavi da precompressione:**



*Figura 5.56 - Step 20, tensioni nelle barre di armatura all'inizializzazione del crack*



*Figura 5.57 - Step 100, tensioni nelle barre di armatura allo sviluppo del crack*



*Figura 5.58 - Step 200, tensioni nelle barre di armatura a rottura*

## 5.4. Conclusioni

Al fine di studiare la risposta delle selle Gerber a corrosione si valuta innanzitutto la curva carico-spostamento delle selle integre dei due casi studio a disposizione, tramite il software STKO.

In questo capitolo si fornisce un'introduzione al *toolkit* STKO, valutandone gli aspetti fondamentali per la modellazione e l'analisi dei giunti in questione.

La calibrazione del modello agli Elementi Finiti è eseguita sul caso studio di Desnerck et al. [25] di cui sono a disposizione i risultati condotti in laboratorio che consentono di effettuare un confronto tra le curve ottenute tramite software FE e quella sperimentale. Lo studio è poi ampliato ad una sella Gerber di un viadotto esistente. Sono mostrati inoltre i risultati in post-processing, evidenziando il tipo di rottura dei giunti.

## 6. Analisi FEM delle selle soggette a corrosione

---

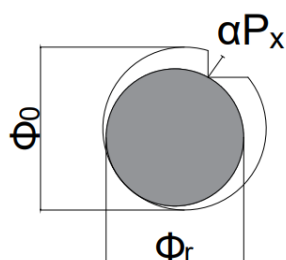
L'obiettivo principale del presente lavoro di tesi riguarda lo studio numerico dell'influenza del degrado, dovuto al fenomeno corrosivo, nella capacità resistente dei giunti Gerber. Partendo dalla conoscenza dei risultati in assenza di corrosione, ottenuti per due diversi casi studio, si affronta l'analisi agli Elementi Finiti considerando diversi livelli di corrosione. Le analisi sono condotte in maniera progressiva modificando i parametri di input nei modelli descritti nel capitolo precedente.

### 6.1. Modellazione del difetto

Come spiegato dettagliatamente nel capitolo 3, la corrosione porta con sé numerosi effetti tra cui la perdita di sezione delle barre di armatura, la variazione delle proprietà meccaniche e della duttilità dell'acciaio e le perdite di legame acciaio-calcestruzzo. Non potendo analizzare la totalità degli effetti del fenomeno e data la difficoltà nel realizzare un modello che tenga conto di tutti i fattori, nello studio proposto il difetto è modellato in primo luogo come perdita di sezione e successivamente come perdita di sezione e di duttilità delle barre di armatura.

#### 6.1.1. Perdita di sezione

Si valutano gli effetti della corrosione sui giunti Gerber considerando la sola riduzione di sezione delle barre di armatura. In particolar modo si analizza l'influenza della corrosione per attacco da cloruri, facendo l'ipotesi semplificativa che l'effetto localizzato del difetto sia distribuito omogeneamente sul gruppo di barre corrose. Si studiano livelli deterministici di corrosione dal 5% al 50% con un aumento progressivo del 5%, riferendosi nello specifico alla perdita percentuale media di sezione.



*Figura 6.1 - Rappresentazione della riduzione di sezione a seguito dell'attacco per pitting*

### 6.1.2. Perdita di duttilità e resistenza

L'effetto della perdita di duttilità delle barre di armatura è valutato tenendo conto della variazione del legame costitutivo dell'acciaio in seguito a corrosione. Le caratteristiche di resistenza e di deformazione, infatti, variano con la percentuale di corrosione  $Q_{corr}$  espressa come percentuale media di riduzione della sezione, seguendo le relazioni individuate da Cairns et al. [37], riportate nel capitolo 3 (eq.3.21, eq.3.22, eq.3.23).

I coefficienti empirici  $\alpha_y$ ,  $\alpha_u$ ,  $\alpha_1$  presenti nelle formulazioni utilizzate per il calcolo delle resistenze e della deformazione ultima dell'acciaio sono ricavati sulla base dei dati di letteratura e tabulati da Cairns et al. [37], nella presente ricerca si adottano i valori forniti da Andrade et al. [78] trascritti nella Tabella 6.a.

$\alpha_y$	$\alpha_u$	$\alpha_1$
0.015	0.013	0.017

*Tabella 6.a - Valori dei coefficienti empirici per la variazione del legame costitutivo dell'acciaio corrosivo, [78]*

Una rappresentazione semplificata della variazione del legame costitutivo è mostrata nel capitolo 3 (Figura 3.18).



## 6.2. Analisi del degrado nella sella Gerber di Desnerck et al.

Il degrado della sella è studiato valutando la corrosione come localizzata in una determinata regione. Nella Figura 6.2 si riporta il gruppo di barre di armatura (X) che si considera soggetto al fenomeno corrosivo: si tratta del gruppo di barre maggiormente esposto ad agenti aggressivi in quanto le prime fessure si localizzano allo spigolo entrante della risega coinvolgendo le prime due staffe verticali, le barre diagonali e quelle orizzontali. Gli effetti della corrosione sono applicati parimenti a tutte le barre del gruppo annegate nello spessore della trave di 0.4 m.

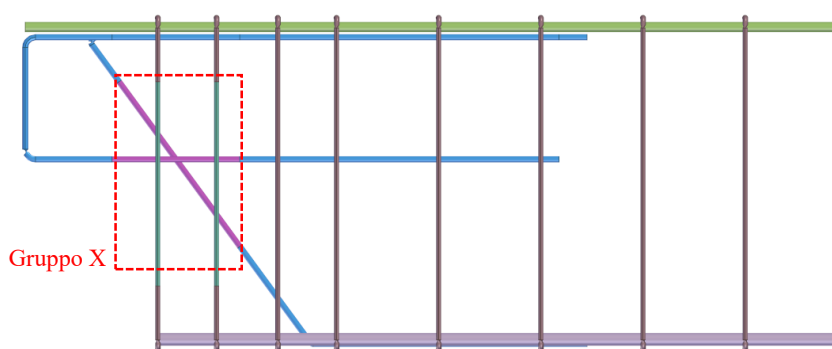


Figura 6.2 - Localizzazione della corrosione nel layout di armatura, giunto di Desnerck

### 6.2.1. Analisi del giunto corroso: perdita di sezione

Le prime analisi condotte tengono conto del difetto considerando la sola perdita di sezione del gruppo di armature corrose.

Le caratteristiche delle barre coinvolte sono riportate nella Tabella 6.b.

Tipo di barre	Diametro	Area (mm <sup>2</sup> )
<b>Barre orizzontali</b>	Φ12	113.097
<b>Barre diagonali</b>	Φ12	113.097
<b>2 Staffe verticali</b>	Φ10	78.540

Tabella 6.b – Sezione delle barre del gruppo X (0% corrosione)

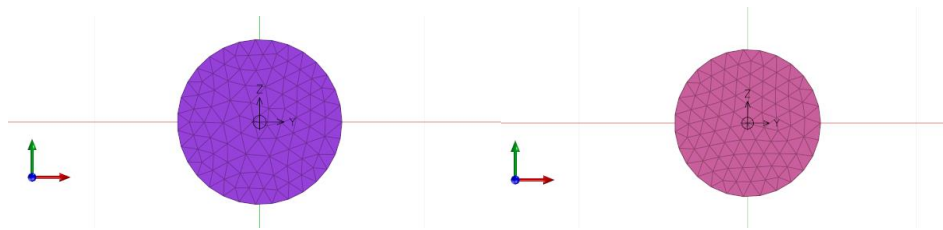
A rigore si dovrebbero applicare dei livelli di corrosione differenti per le diverse barre, poiché ricordando la seconda legge di Fick (eq. 3.4), che consente di ricavare la concentrazione di cloruri

al tempo  $t$ , il tempo di innesco della corrosione è funzione della distanza delle armature dalla superficie libera, pertanto le barre più esposte, e quindi che corrodono prima, sono quelle più prossime allo spigolo della risega, ossia le barre orizzontali, diagonali e la prima staffa, mentre la seconda staffa, presentandosi ad una distanza più elevata, prevede un tempo di innesco maggiore. Ciononostante si applica il difetto similmente a tutto il gruppo di barre indicate in Figura 6.2. La semplificazione deriva dal fatto che nei risultati relativi alla sella integra, le prime fessure si formano in corrispondenza del pennino raggiungendo anche la seconda staffa verticale, rendendola vulnerabile agli attacchi da parte di agenti corrosivi quali ad esempio i cloruri. Nella Tabella 6.c si riportano i valori ottenuti a seguito della riduzione percentuale.

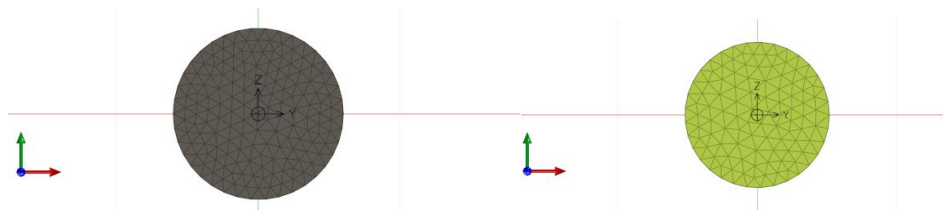
<b>% corrosione</b>	<b>Area <math>\phi</math> 10 ridotta (mm<sup>2</sup>)</b>	<b>Area <math>\phi</math> 12 ridotta (mm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\phi</math> 10 ridotto (mm)</b>	<b><math>\phi</math> 12 ridotto (mm)</b>
<b>5</b>	74.612	107.442	4.873	5.848
<b>10</b>	70.685	101.787	4.743	5.692
<b>15</b>	66.758	96.132	4.609	5.531
<b>20</b>	62.831	90.477	4.472	5.366
<b>25</b>	58.904	84.823	4.330	5.196
<b>30</b>	54.977	79.168	4.183	5.019
<b>35</b>	51.050	73.513	4.031	4.837
<b>40</b>	47.123	67.858	3.872	4.647
<b>45</b>	43.196	62.203	3.708	4.449
<b>50</b>	39.269	56.548	3.535	4.242

*Tabella 6.c - Riduzione della sezione trasversale delle barre con il livello di corrosione, giunto di Desnerck*

A titolo di esempio nella Figura 6.3 e nella Figura 6.4 è mostrata la modellazione del difetto in STKO come riduzione di sezione per le barre di armatura relativa ad un livello di corrosione pari al 30%.



**Figura 6.3** - Riduzione della sezione trasversale per livello di corrosione pari a 30%, Phi10 iniziale e Phi10 ridotto



**Figura 6.4** - Riduzione della sezione trasversale per livello di corrosione pari a 30%, Phi12 iniziale e Phi12 ridotto

## 6.2.2. Analisi del giunto corroso: perdita di duttilità e resistenza

Successivamente sono condotte le analisi del giunto corroso: il difetto è modellato considerando sia la perdita di sezione, sia la perdita di duttilità delle barre di armatura del gruppo X.

Al fine di modellare il difetto, in STKO si assegna un diverso legame costitutivo alle barre non corrose e a quelle corrose. Nella Tabella 6.d si mostrano le caratteristiche di resistenza a snervamento e a rottura e la deformazione ultima delle barre coinvolte nel fenomeno corrosivo.

Tipo di barre	$f_y$	$f_u$	$\epsilon_u$
<b>Barre orizzontali</b>	529	600	0.12
<b>Barre diagonali</b>	529	600	0.12
<b>2 Staffe verticali</b>	539	600	0.12

**Tabella 6.d** - Caratteristiche di resistenza e deformazione delle barre del gruppo X (0% corrosione)

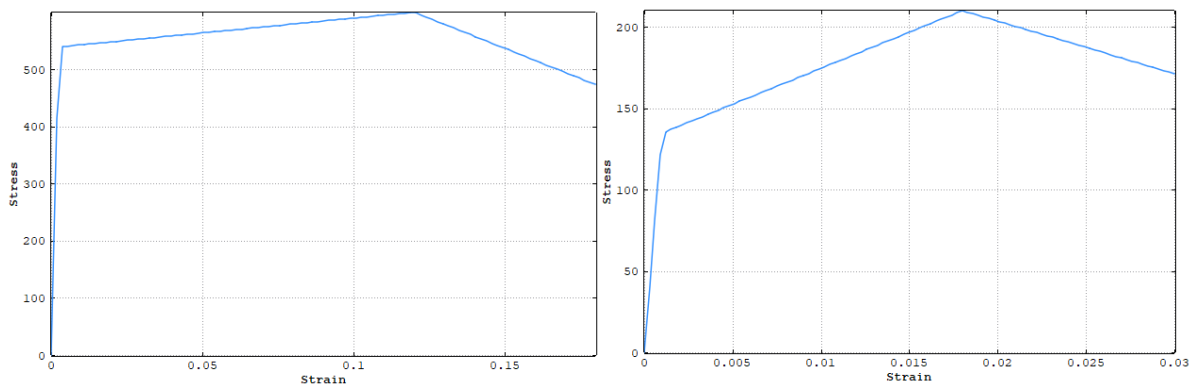
Esprimendo il livello di corrosione come percentuale di riduzione della sezione delle barre, tramite le relazioni fornite da Cairns et al. [37] si ottengono i corrispondenti valori ridotti delle caratteristiche di resistenza e deformazione dell'acciaio corroso, come riportato nel paragrafo 6.1.

La Tabella 6.e riassume i calcoli effettuati.

% corrosione	$f_y'(\phi 10)$	$f_y'(\phi 12)$	$f_u'(\phi 10-12)$	$\epsilon_u'$
5	498.575	489.325	561	0.109
10	458.150	449.650	522	0.099
15	417.725	409.975	483	0.089
20	377.300	370.300	444	0.079
25	336.875	330.625	405	0.069
30	296.450	290.950	366	0.058
35	256.025	251.275	327	0.048
40	215.600	211.600	288	0.038
45	175.175	171.925	249	0.028
50	134.750	132.250	210	0.018

**Tabella 6.e** - *Variazione delle caratteristiche di resistenza e deformazione dell'acciaio con il livello di corrosione*

In Figura 6.5 si riporta la variazione del legame costitutivo modellato in STKO da una barra integra ad una barra con livello di corrosione del 50%.



**Figura 6.5** – *Variazione delle caratteristiche dell'acciaio in seguito a corrosione (50%), Phi10*

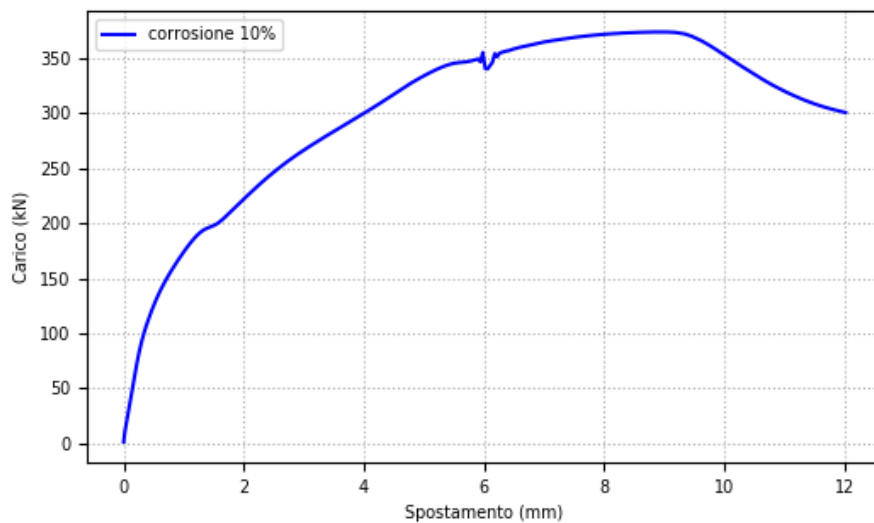
Le altre proprietà del modello e i parametri dell'analisi sono invariati (paragrafo 5.2).

### 6.2.3. Risultati

Il software STKO fornisce gli *output* delle analisi condotte, accessibili in *post-processing*. Al fine di comprendere le modalità di rottura del giunto e la resistenza di questi sotto l'azione dei carichi esterni si mostrano i risultati più significativi e rappresentativi: la curva carico-spostamento del giunto, il livello di danneggiamento a trazione, la deformazione del calcestruzzo e le tensioni nelle barre di armatura. Pur avendo analizzato campioni con livelli di corrosione dal 5% al 50% con incremento percentuale del 5%, in questo paragrafo si riportano solo gli output relativi al 10%, 30% e 50% di corrosione allo step finale di carico, con l'obiettivo di non dilungare eccessivamente la trattazione.

#### 6.2.3.1. Risultati del giunto corroso: perdita di sezione

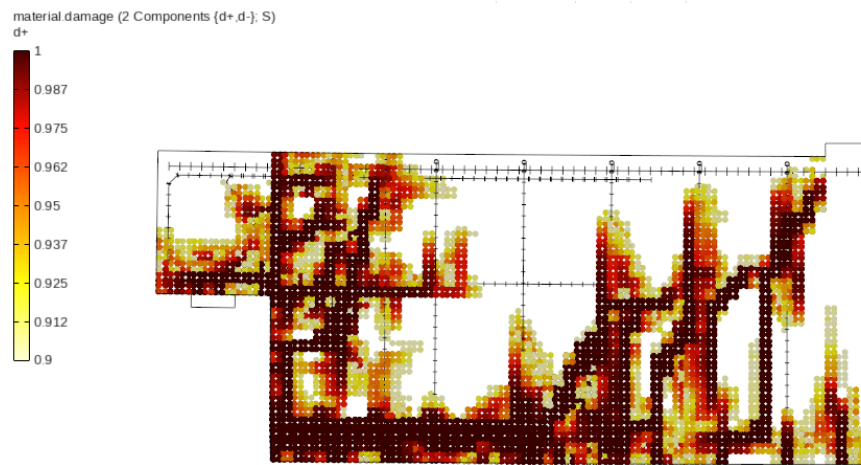
- › **10% corrosione:** per ogni livello di corrosione è individuata la curva carico-spostamento della sella che consente di individuare il comportamento globale del giunto.



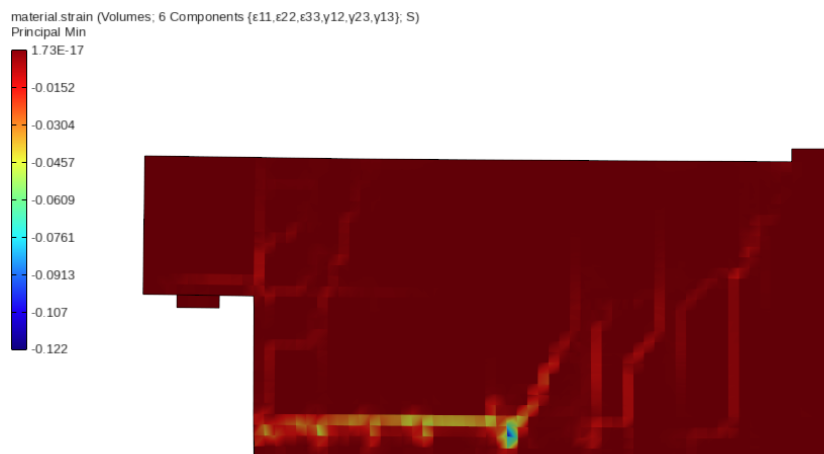
*Figura 6.6 - Curva carico- spostamento del giunto di Desnerck, (10% corrosione)*

Dalla Figura 6.6 si mostra un primo tratto elastico in cui il calcestruzzo risulta non danneggiato, a seguito del quale si ha la prima fessurazione in corrispondenza del pennino che nel grafico è evidenziata dal tratto plastico in cui si ha propagazione delle fessure fino al picco di resistenza di 374 kN ad uno spostamento di 9.4 mm, più basso del 7% rispetto al caso in assenza di corrosione. Dopo il raggiungimento della capacità portante del giunto segue un tratto softening e la rottura del giunto.

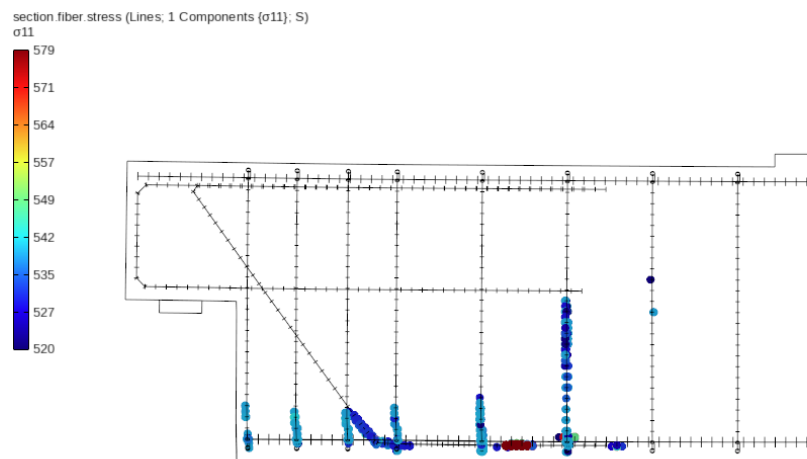
Dalla Figura 6.7 si evince come le fessure localizzate nella zona della risega, raggiungono il lembo superiore della trave collegandosi alle fessure della trave a sezione piena.



**Figura 6.7 - Localizzazione delle fessure a rottura, step 309 (10% corrosione)**

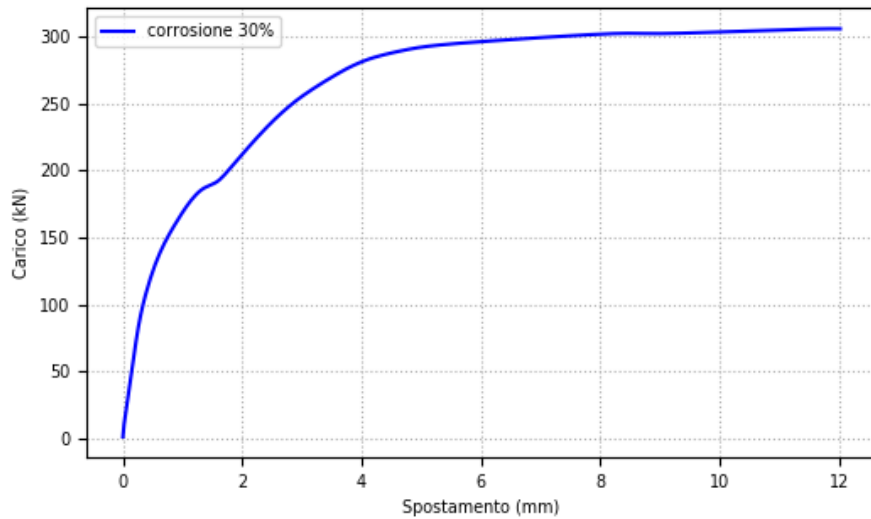


**Figura 6.8 - Deformazione minima del calcestruzzo a rottura, step 309 (10% corrosione)**



**Figura 6.9 - Tensioni nelle barre di armatura a rottura, step 309 (10% corrosione)**

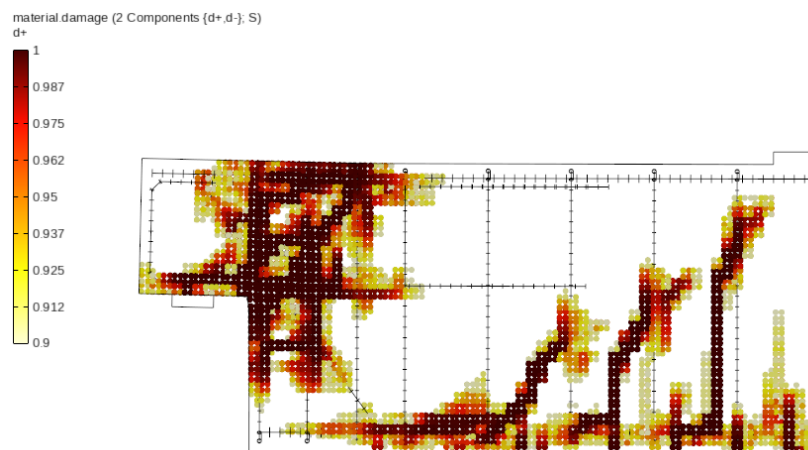
› **30% corrosione:**



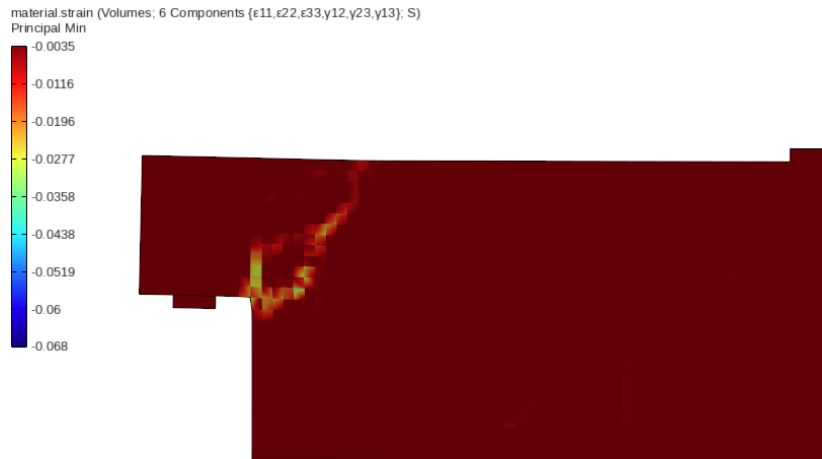
*Figura 6.10 - Curva carico-spostamento del giunto di Desnerck, (30% corrosione)*

Con l'incremento del livello di corrosione nel gruppo di barre X si registra un comportamento più duttile del giunto mostrando un primo tratto elastico, seguito da un tratto plastico fino al raggiungimento di uno pseudo-plateau a 300 kN.

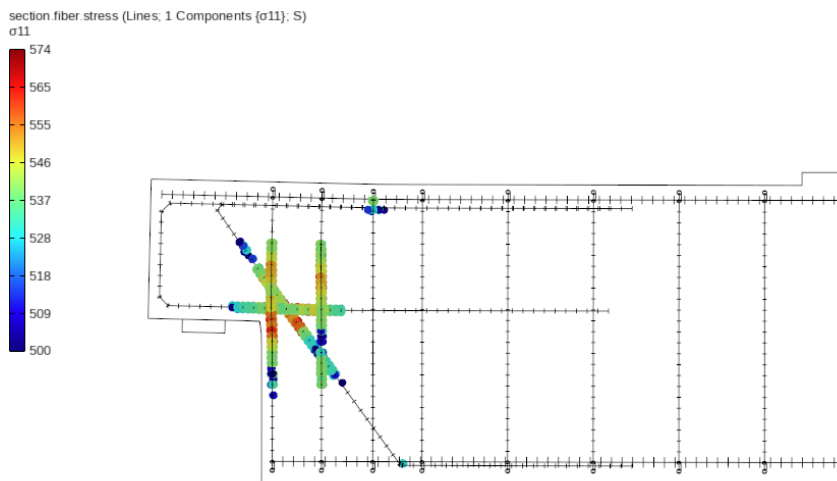
L'inizializzazione della fessurazione è data dalla formazione di una prima cricca in corrispondenza dello spigolo interno della risega. Nella fase di propagazione, le fessure localizzate nel pennino raggiungono il lembo superiore della trave determinandone la rottura (Figura 6.11).



*Figura 6.11 - Localizzazione delle fessure a rottura, step 309 (30% corrosione)*



**Figura 6.12** - Deformazione minima del calcestruzzo a rottura, step 309 (30% corrosione)

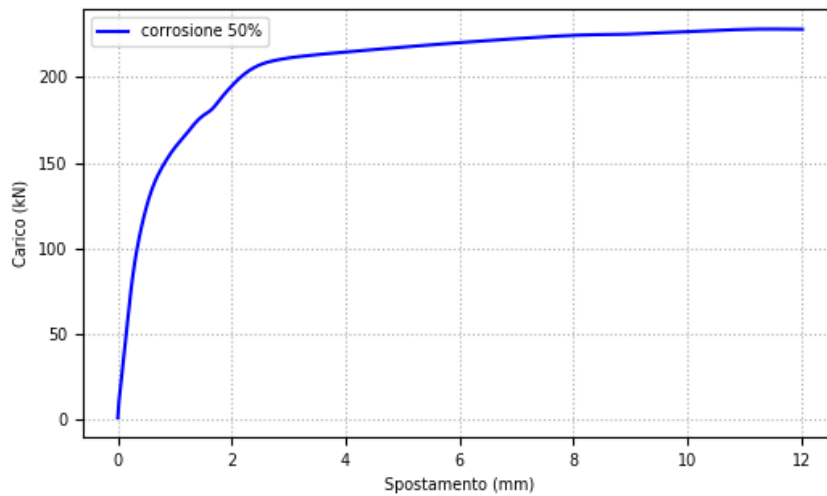


**Figura 6.13** - Tensioni nelle barre di armatura a rottura, step 309 (30% corrosione)

La rottura avviene complessivamente per snervamento delle barre di armatura del gruppo corroso, confermando la duttilità del giunto. Nella Figura 6.13 sono evidenziate solo le barre con tensione maggiore o uguale alla tensione di snervamento, mentre tutte le altre presentano una tensione minore.



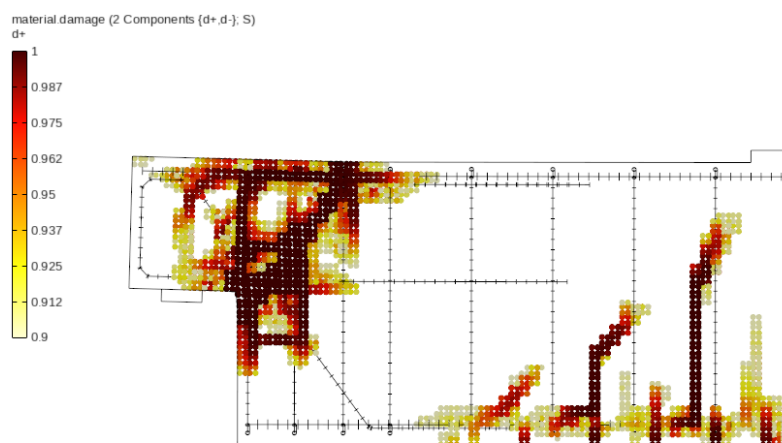
› **50% corrosione:**



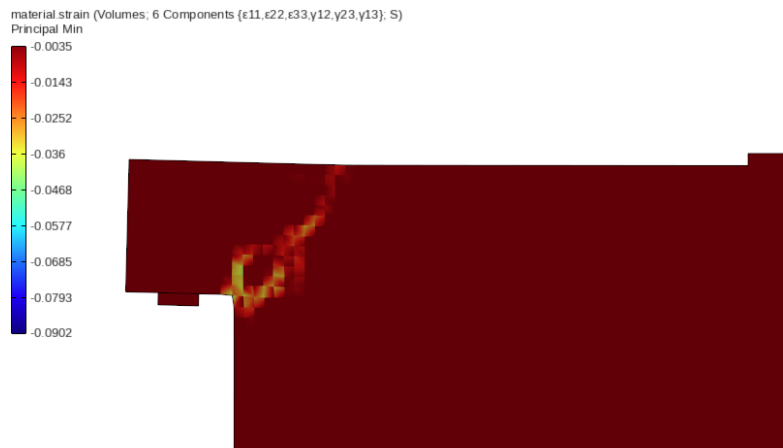
*Figura 6.14 - Curva di carico-spostamento del giunto di Desnerck (50% corrosione)*

Anche per un livello di corrosione pari al 50% si registra una risposta duttile, la curva di carico presenta un tratto elastico seguito da un tratto plastico con rigidità minore e un tratto lievemente hardening fino al raggiungimento di una resistenza di 228 kN, la curva si interrompe ad uno spostamento di 12 mm che viene impostato in STKO come soglia massima.

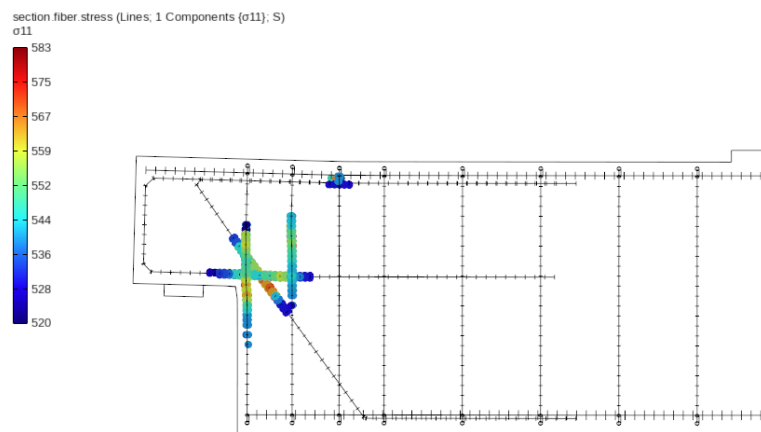
Il danneggiamento a trazione (Figura 6.15) evidenzia come la rottura avvenga a causa della tensione diagonale proveniente dall'angolo interno, portando al distacco dell'estremità della trave.



*Figura 6.15 - Localizzazione delle fessure a rottura, step 309 (50% corrosione)*



**Figura 6.16** - Deformazione minima del calcestruzzo a rottura, step 309 (50% corrosione)



**Figura 6.17** - Tensioni nelle barre di armatura a rottura, step 309 (50% corrosione)

La sella cede per snervamento del gruppo di barre collocate nell'intorno della risega e della porzione superiore della terza staffa.

### 6.2.3.2. Risultati del giunto corroso: perdita di duttilità e resistenza

Introducendo la variazione del legame costitutivo dell'acciaio corroso si registrano risposte differenti.

#### › 10% corrosione:

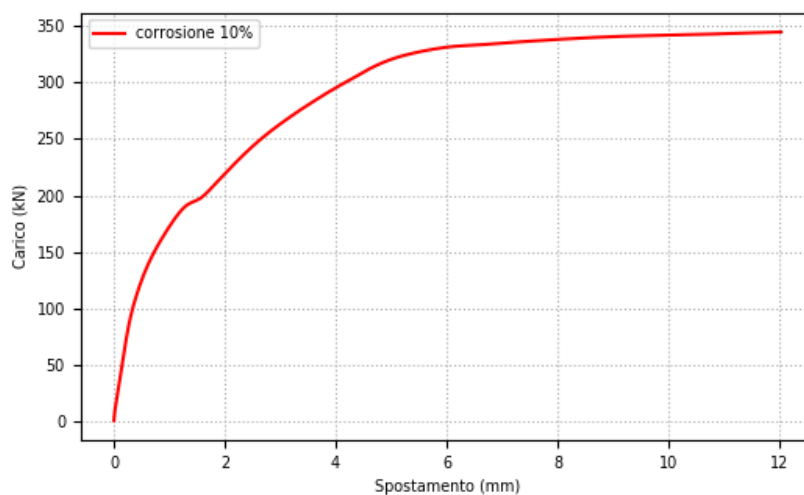


Figura 6.18 - Curva di carico-spostamento del giunto di Desnerck (10% di corrosione)

Per un livello di corrosione pari al 10% la curva di carico mostra un comportamento globalmente duttile con una prima fessurazione al raggiungimento di una resistenza di circa 200 kN ad 1 mm, la curva prosegue con un tratto plastico seguito da un probabile plateau.

La localizzazione delle fessure è analoga al caso in cui la corrosione è considerata come sola perdita di sezione (10% di riduzione).

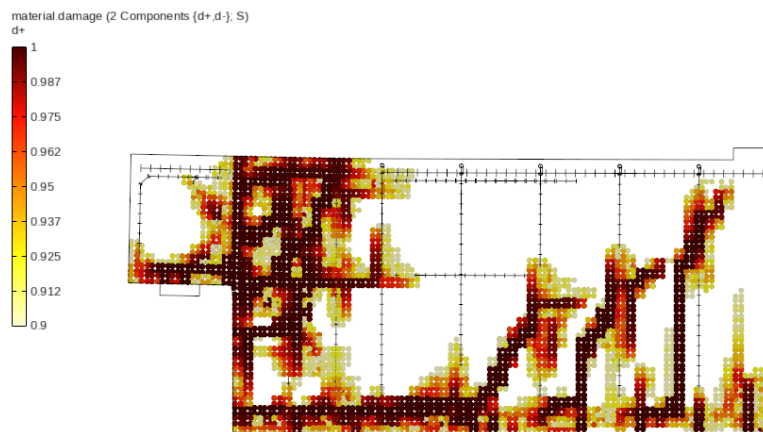
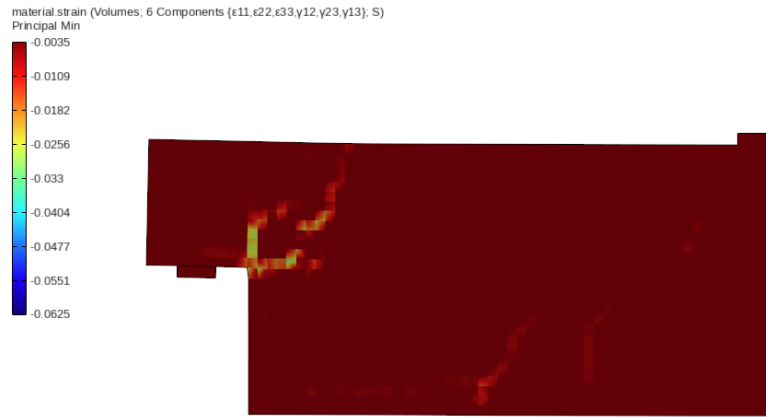
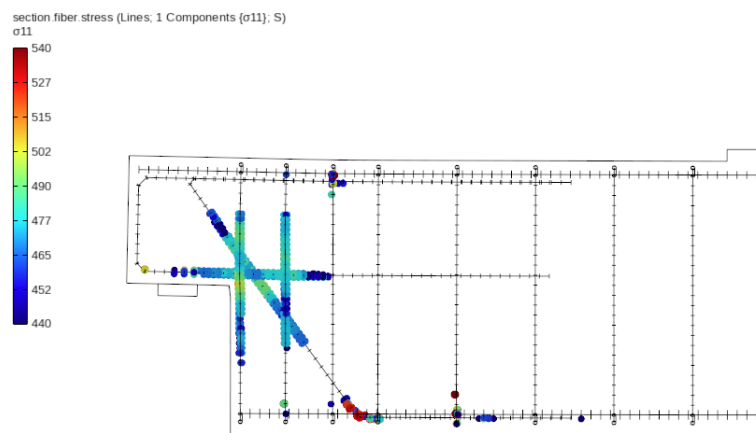


Figura 6.19 - Localizzazione delle fessure a rottura, step 309 (10% corrosione)



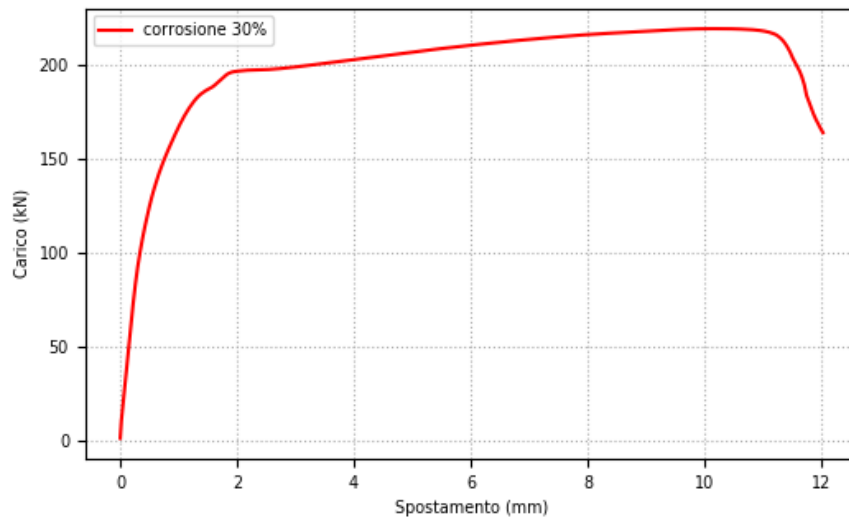
**Figura 6.20** - Deformazione minima del calcestruzzo a rottura, step 309 (10% corrosione)



**Figura 6.21** - Tensioni nelle barre di armatura a rottura, step 309 (10% corrosione)

Le barre del gruppo corroso raggiungono la tensione di snervamento, dunque la rottura avviene per cedimento delle armature, garantendo una risposta di tipo duttile.

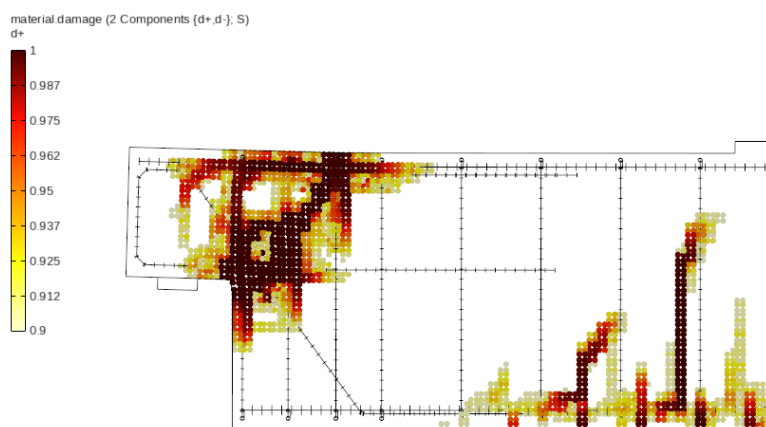
› **30% corrosione:**



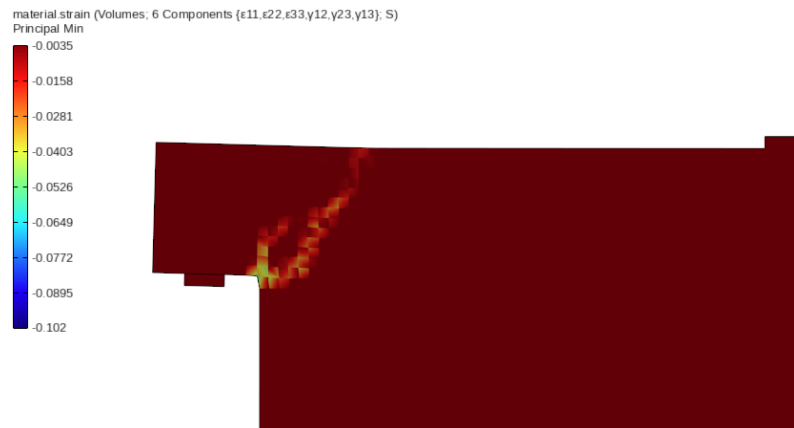
*Figura 6.22 - Curva di carico-spostamento del giunto di Desnerck (30% corrosione)*

Con un livello di corrosione pari al 30% la risposta del giunto inizia a diventare fragile, complice la riduzione delle proprietà meccaniche e di duttilità dell'acciaio. Dopo un tratto elastico seguito da una fase plastica e di hardening fino al raggiungimento di circa 250 kN, la resistenza del giunto decresce con l'aumentare dello spostamento fino al raggiungimento di una resistenza di 160 kN. Non è indagato tuttavia ciò che accade per spostamenti maggiori di 12 mm, avendo imposto tale valore come limite massimo.

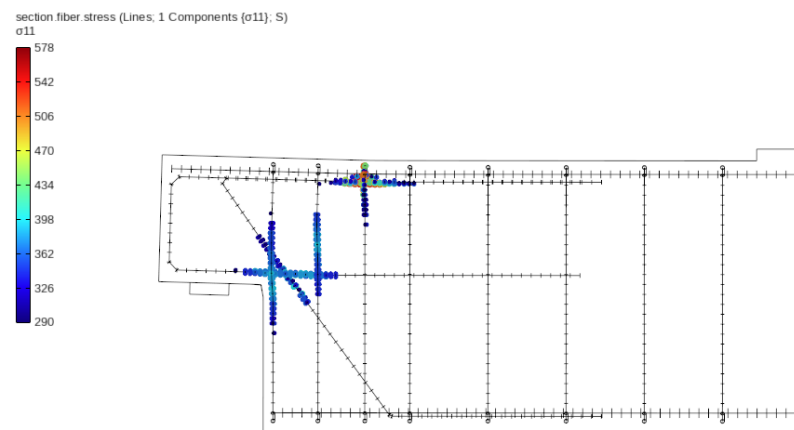
La rottura avviene sempre a causa della tensione diagonale che si genera nella zona della risega. Il crack iniziale si sviluppa fino a determinare il distacco dell'estremità della trave.



*Figura 6.23 - Localizzazione delle fessure a rottura, step 309 (30% corrosione)*



*Figura 6.24 - Deformazione minima del calcestruzzo a rottura, step 309 (30% corrosione)*



*Figura 6.25 - Tensioni nelle barre di armatura a rottura, step 309 (30% corrosione)*

Le prime tre staffe, le barre orizzontali e quelle diagonali risultano aver raggiunto il limite di snervamento e in alcuni punti superato il limite ultimo. Ammettendo pertanto, che le proprietà meccaniche e deformative dell'acciaio siano talmente ridotte da determinarne la rottura, la caduta di resistenza della curva carico-spostamento (Figura 6.22) può essere spiegata con il raggiungimento della condizione di collasso di alcune barre di armatura.

› **50% corrosione:**

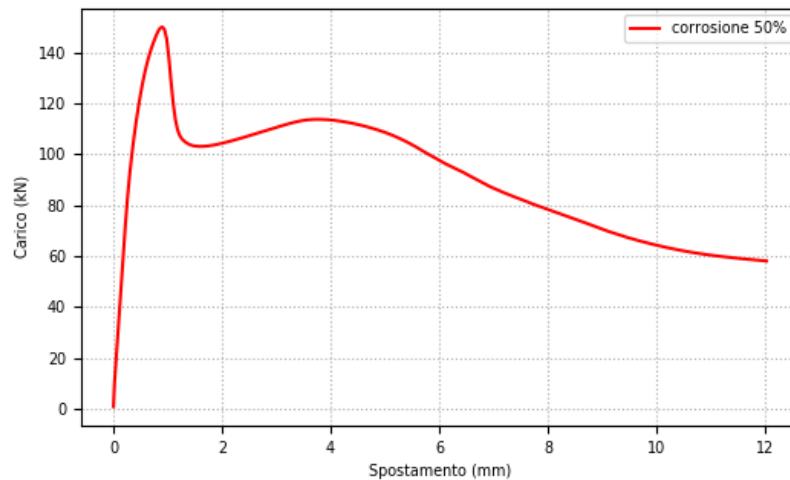


Figura 6.26 - Curva carico-spostamento del giunto di Desnerck (50% corrosione)

L'effetto infragilente della perdita di duttilità e della riduzione delle proprietà meccaniche è ancor più evidente per un livello corrosivo del 50%. Il picco di resistenza è raggiunto ad un valore di circa 150 kN ad uno spostamento di 1 mm, segue poi una caduta di resistenza con successivo recupero e un tratto softening finale che evidenzia il collasso fragile della sella Gerber.

La fessurazione si localizza solo in corrispondenza dello spigolo interno della risega raggiungendo la sommità della trave e determinandone la rottura.

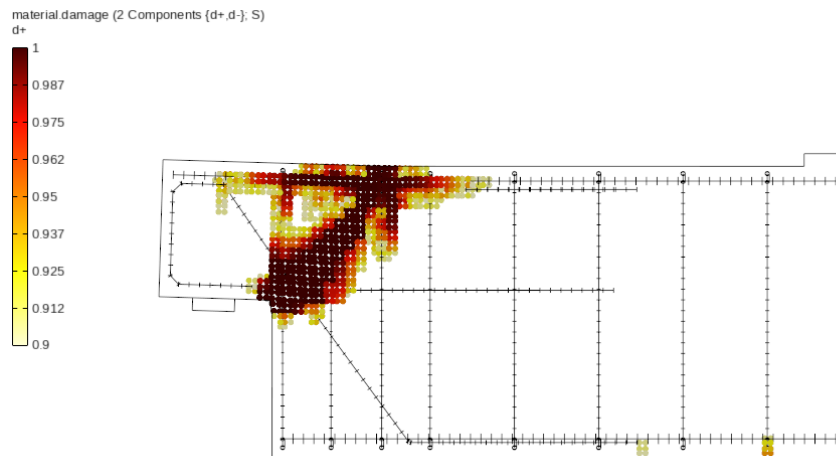
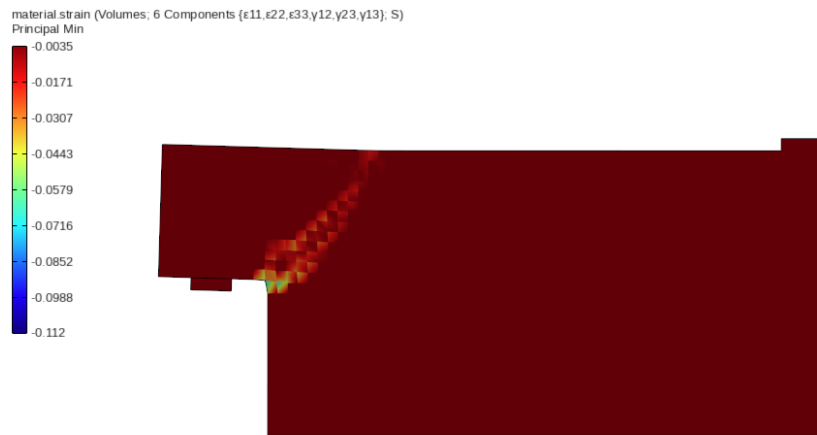
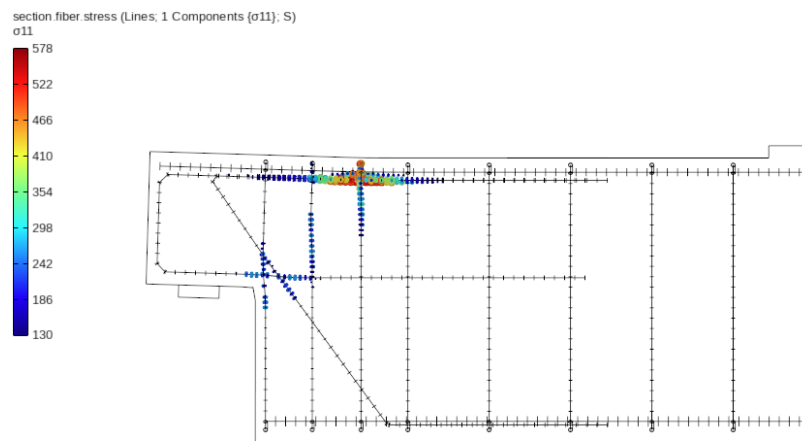


Figura 6.27 - Localizzazione delle fessure a rottura, step 309 (50% corrosione)



**Figura 6.28** - Deformazione minima del calcestruzzo a rottura, step 309 (50% corrosione)



**Figura 6.29** - Tensioni nelle barre di armatura a rottura, step 309 (50% corrosione)

Anche in tal caso le barre evidenziate nella Figura 6.29 hanno raggiunto la condizione di snervamento e in alcuni punti superato la resistenza ultima portando a collasso fragile il giunto.



### 6.3. Analisi del degrado nella sella Gerber del viadotto

Anche per il viadotto esistente si adotta la stessa procedura di analisi. Si considera la corrosione localizzata nel gruppo di barre di armatura (Y) comprendente le barre orizzontali in corrispondenza del pennino, l'ultima staffa della risega, le prime tre staffe della sezione piena del viadotto e i cavi da precompressione. Nella Figura 6.30 si riporta il gruppo di armatura Y che si considera soggetto al fenomeno corrosivo. Il difetto è applicato omogeneamente a tutte le barre del gruppo nell'intero spessore del giunto.

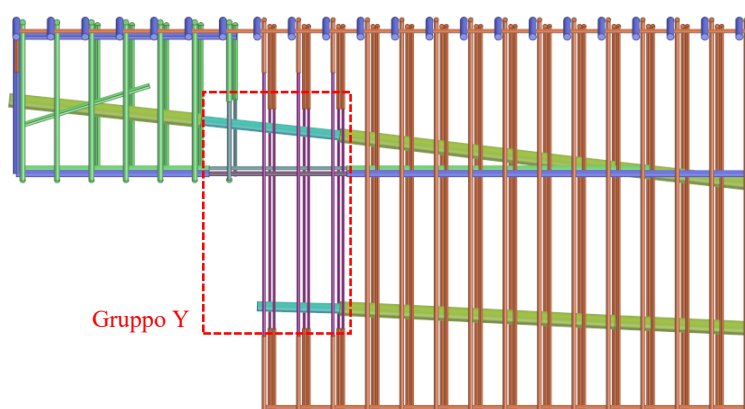


Figura 6.30 - Localizzazione della corrosione nel layout di armatura, viadotto esistente

#### 6.3.1. Analisi del giunto corroso: perdita di sezione

Così come per il caso studio precedente, si analizza il comportamento della sella Gerber del viadotto esistente considerando in primo luogo la sola perdita di sezione.

Si riportano nella Tabella 6.f le caratteristiche delle barre del gruppo Y:

Tipo di barre	Diametro	Area (mm <sup>2</sup> )
Barre orizzontali <sup>1</sup>	Φ26	530.929
Barre orizzontali <sup>2</sup>	Φ20	314.159
Staffe verticali <sup>1</sup>	Φ20	314.159
Staffe verticali <sup>2</sup>	Φ16	201.062
Cavi da precompressione	12x0.6''	2188.976

Tabella 6.f - Sezione delle barre del gruppo Y (0% corrosione)

I valori di area residua ottenuti tramite riduzione percentuale sono trascritti nella Tabella 6.g.

<b>% corr.</b>	<b>A cavi rid. (mm<sup>2</sup>)</b>	<b>A16 rid. (mm<sup>2</sup>)</b>	<b>A20 rid. (mm<sup>2</sup>)</b>	<b>A26 rid. (mm<sup>2</sup>)</b>	<b>φP rid. (mm)</b>	<b>φ16 rid. (mm)</b>	<b>φ20 rid. (mm)</b>	<b>φ26 rid. (mm)</b>
<b>5</b>	2079.527	191.008	298.451	504.383	51.5	15.6	19.5	25.3
<b>10</b>	1970.079	180.955	282.743	477.836	50.1	15.2	19.0	24.7
<b>15</b>	1860.63	170.902	267.035	451.289	48.7	14.8	18.4	24.0
<b>20</b>	1751.181	160.849	251.327	424.743	47.2	14.3	17.9	23.3
<b>25</b>	1641.732	150.796	235.619	398.197	45.7	13.9	17.3	22.5
<b>30</b>	1532.283	140.743	219.911	371.650	44.2	13.4	16.7	21.8
<b>35</b>	1422.835	130.690	204.203	345.104	42.6	12.9	16.1	21.0
<b>40</b>	1313.386	120.637	188.495	318.557	40.9	12.4	15.5	20.1
<b>45</b>	1203.937	110.584	172.787	292.011	39.2	11.9	14.8	19.3
<b>50</b>	1094.488	100.531	157.079	265.464	37.3	11.3	14.1	18.4

*Tabella 6.g - Riduzione della sezione trasversale delle barre con il livello di corrosione, viadotto esistente*

### 6.3.2. Analisi del giunto corrosivo: perdita di duttilità e resistenza

In seguito sono analizzati gli effetti della corrosione tenendo conto anche della perdita di duttilità dell'acciaio per le barre appartenenti al gruppo Y.

La Tabella 6.h riassume i valori delle caratteristiche di resistenza e di deformazione dell'acciaio non soggetto al fenomeno corrosivo.

<b>Tipo di barre</b>	<b>f<sub>y</sub></b>	<b>f<sub>u</sub></b>	<b>ε<sub>u</sub></b>
<b>Barre in acciaio ordinario</b>	430	540	0.12
<b>Cavi da precompressione</b>	1620	1800	0.15

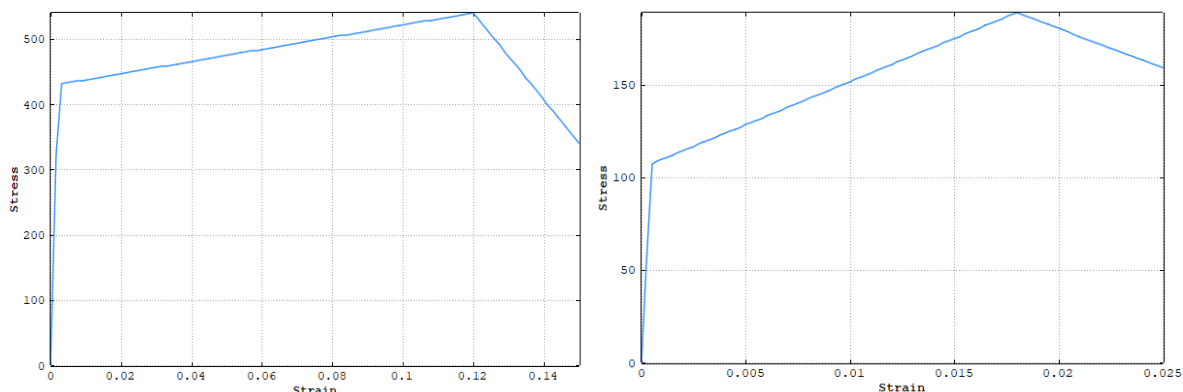
*Tabella 6.h - Caratteristiche di resistenza dell'acciaio delle barre del gruppo Y (0% corrosione)*

Nella Tabella 6.i è mostrata l'influenza del livello corrosivo nel legame costitutivo dell'acciaio.

% corrosione	$f_y'$ (cavi)	$f_y'$ (acciaio ordinario)	$f_u'$ (cavi)	$f_u'$ (acciaio ordinario)	$\epsilon_u'$ (cavi)	$\epsilon_u'$ (acciaio ordinario)
5	1498.500	397.750	1683	504.9	0.137	0.109
10	1377.000	365.500	1566	469.8	0.124	0.099
15	1255.500	333.250	1449	434.7	0.111	0.089
20	1134.000	301.000	1332	399.6	0.099	0.079
25	1012.5	268.750	1215	364.5	0.086	0.069
30	891.000	236.500	1098	329.4	0.073	0.058
35	769.500	204.250	981	294.3	0.060	0.048
40	648.000	172.000	864	259.2	0.048	0.038
45	526.500	139.750	747	224.1	0.035	0.028
50	405.000	107.500	630	189.0	0.022	0.018

**Tabella 6.i** - Variazione delle caratteristiche di resistenza e deformazione dell'acciaio con il livello di corrosione

Pertanto alle barre del gruppo Y si assegna per ogni livello di corrosione una sezione ridotta e caratteristiche di resistenza e duttilità ridotte. In Figura 6.31 si mostra la modellazione del difetto in termini di perdita di duttilità per un livello di corrosione pari al 50%.



**Figura 6.31** – Variazione delle caratteristiche dell'acciaio in seguito a corrosione (50%), acciaio ordinario

Tutti gli altri parametri del modello restano inalterati (paragrafo 5.3).

### 6.3.3. Risultati

#### 6.3.3.1. Risultati del giunto corroso: perdita di sezione

› **10% corrosione:**

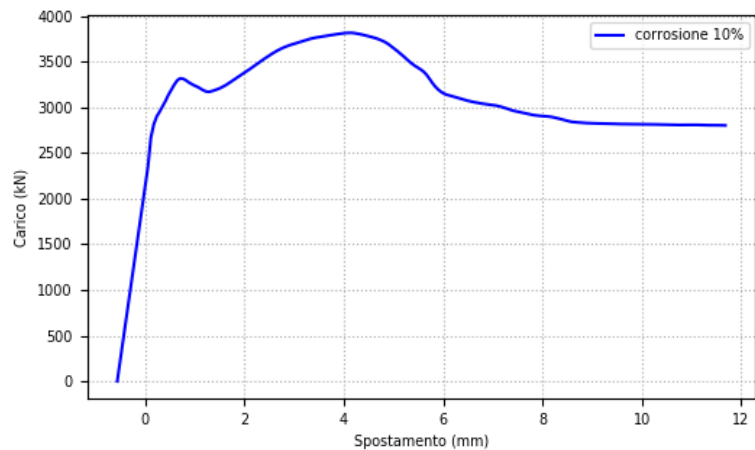


Figura 6.32 - Curva di carico-spostamento del giunto esistente (10% corrosione)

La curva di carico non presenta apprezzabili variazioni rispetto al caso in assenza di corrosione. Dopo la fase elastica si ha il raggiungimento di un primo picco locale ad un valore di resistenza pari a 3400 kN in seguito al quale si registra una piccola caduta di resistenza con successiva ripresa fino al picco globale di 3800 kN. Si prosegue con un tratto debolmente softening smorzato dal raggiungimento di un plateau a 2800 kN.

La fessura si localizza in corrispondenza dello spigolo interno del giunto, come riportato in Figura 6.33.

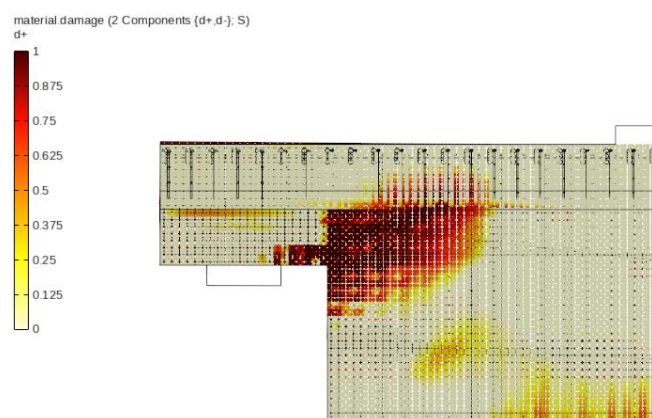


Figura 6.33 - Localizzazione delle fessure a rottura, step 200 (10% corrosione)

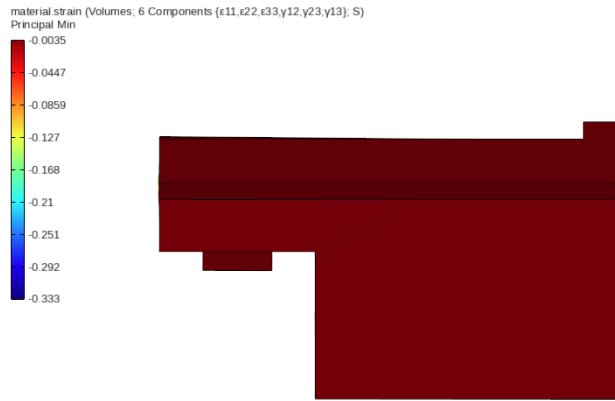


Figura 6.34 - Deformazione minima del calcestruzzo a rottura, step 200 (10% corrosione)

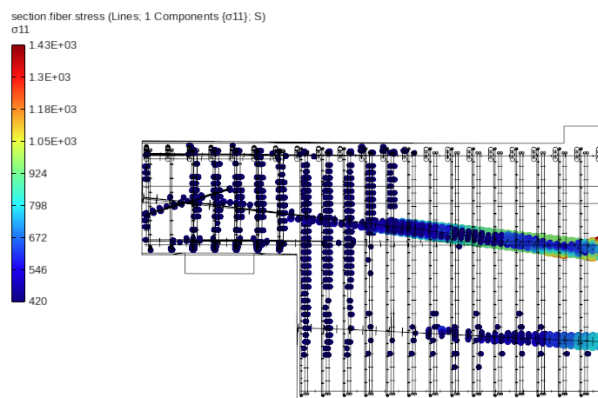


Figura 6.35 - Tensioni nelle barre di armatura a rottura, step 200 (10% corrosione)

La deformazione minima del calcestruzzo non supera il valore critico dello 0.35%, mentre le staffe all'interno della risega e le prime staffe del giunto a sezione piena risultano snervate.

› **30% corrosione:**

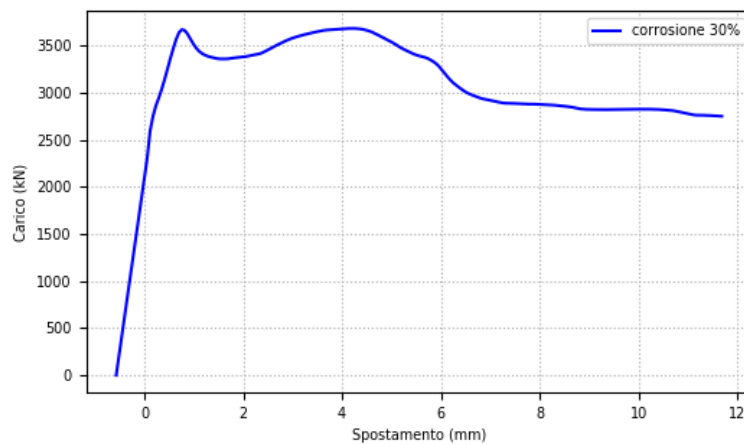
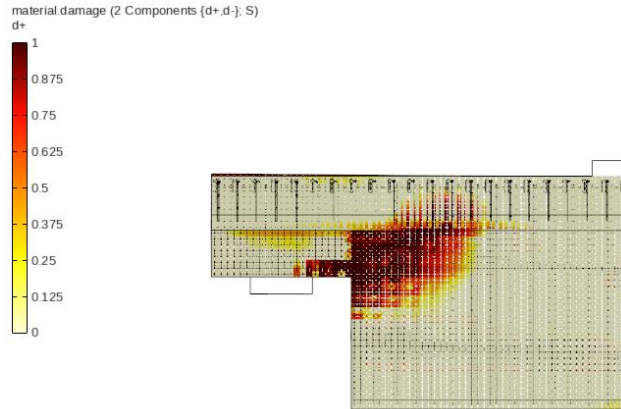
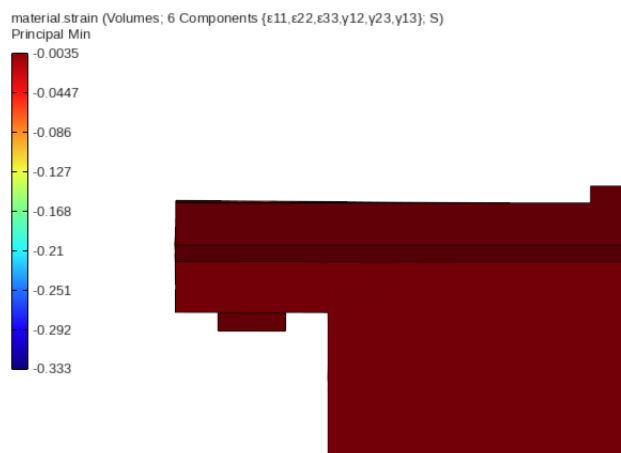


Figura 6.36 - Curva di carico-spostamento del giunto esistente (30% corrosione)

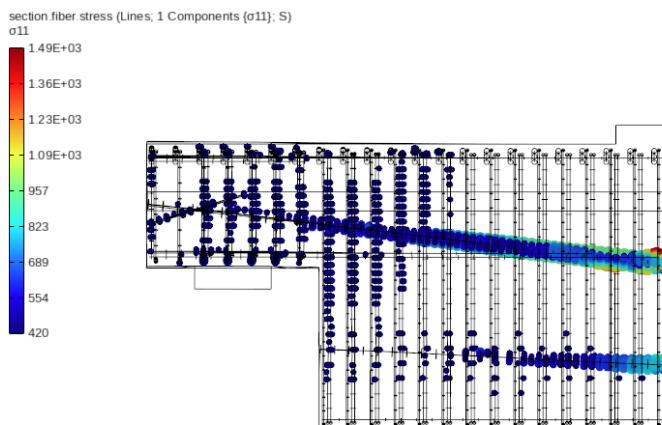
Con un livello di corrosione pari al 30% si nota un incremento del primo picco da 3400 kN a circa 3600 kN. Il secondo picco, invece, subisce un decremento del 3% ed è seguito da un ramo debolmente softening con il raggiungimento di un plateau.



*Figura 6.37 - Localizzazione delle fessure a rottura, step 200 (30% corrosione)*

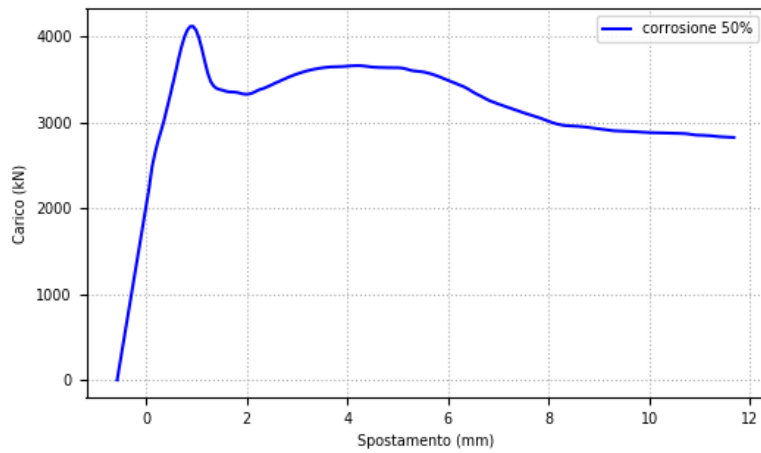


*Figura 6.38 - Deformazione minima del calcestruzzo a rottura, step 200 (30% corrosione)*



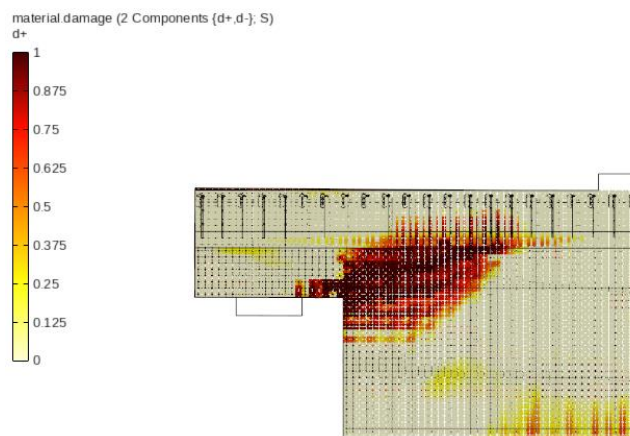
*Figura 6.39 - Tensioni nelle barre di armatura a rottura, step 200 (30% corrosione)*

› **50% corrosione:**

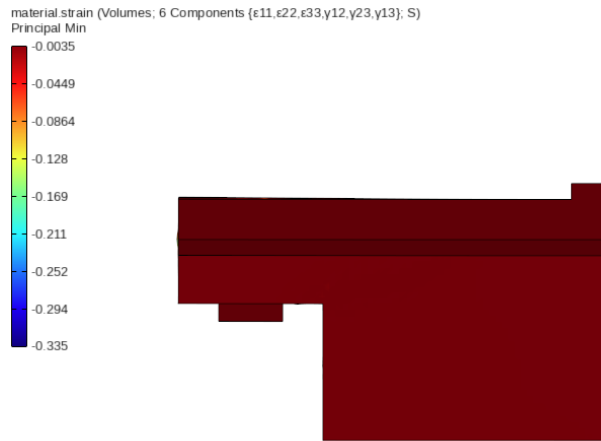


*Figura 6.40 - Curva di carico-spostamento del giunto esistente (50% corrosione)*

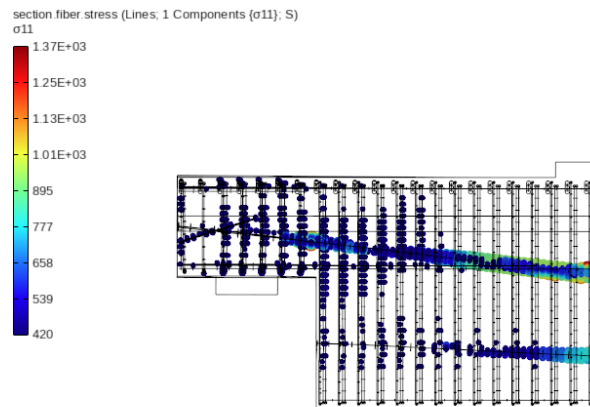
La risposta della sella Gerber con livello di corrosione pari al 50% presenta un tratto elastico fino ad un picco di resistenza di circa 4050 kN, oltre il quale si registra un comportamento globalmente softening a meno di un recupero di resistenza tra i 2 e i 4 mm dove si registra un secondo picco più basso pari a 3800 kN.



*Figura 6.41 - Localizzazione delle fessure a rottura, step 200 (50% corrosione)*



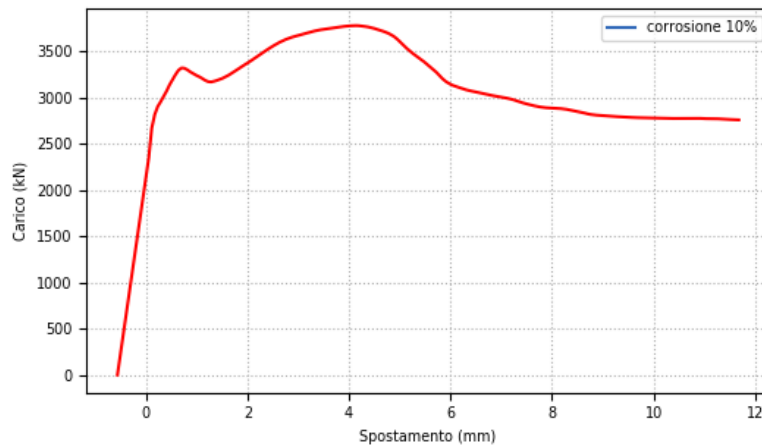
*Figura 6.42 - Deformazione minima del calcestruzzo a rottura, step 200 (50% corrosione)*



*Figura 6.43 - Tensioni nelle barre di armatura a rottura, step 200 (50% corrosione)*

### 6.3.3.2. Risultati del giunto corroso: perdita di duttilità e resistenza

#### › Curva carico-spostamento, corrosione 10%:



*Figura 6.44 - Curva di carico-spostamento del giunto esistente (10% corrosione)*



L'introduzione della variazione del legame costitutivo non influisce nella risposta del giunto per un livello di corrosione pari al 10%. La curva carico-spostamento, infatti, mostra il medesimo andamento del caso in cui la corrosione è introdotta in termini di perdita di sezione.

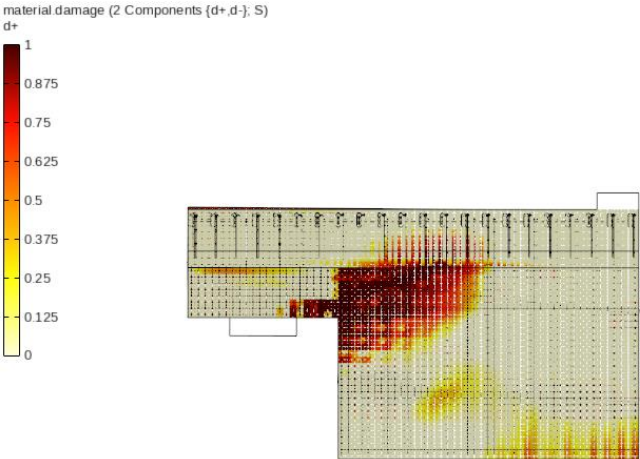


Figura 6.45 - Localizzazione delle fessure a rottura, step 200 (10% corrosione)

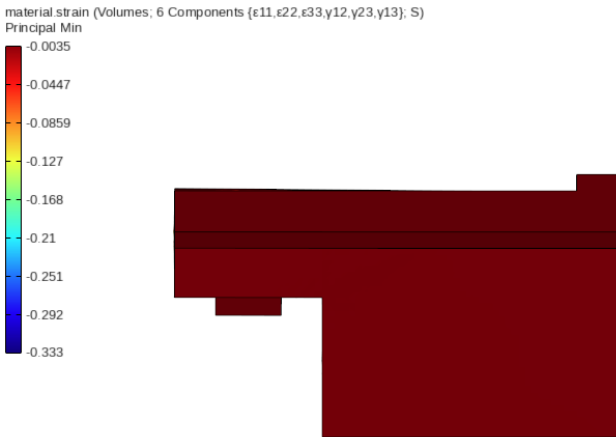


Figura 6.46 - Deformazione minima del calcestruzzo a rottura, step 200 (10% corrosione)

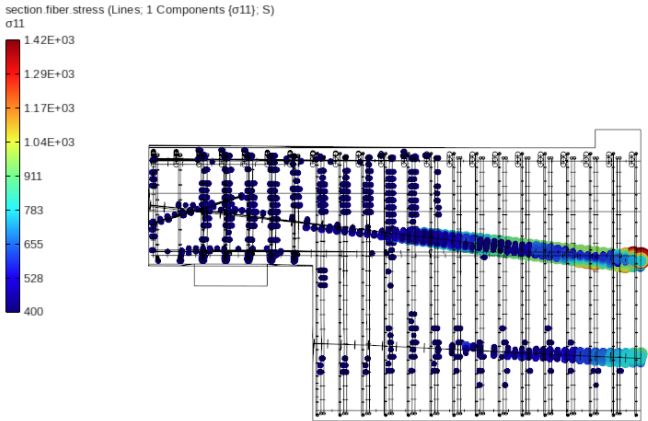
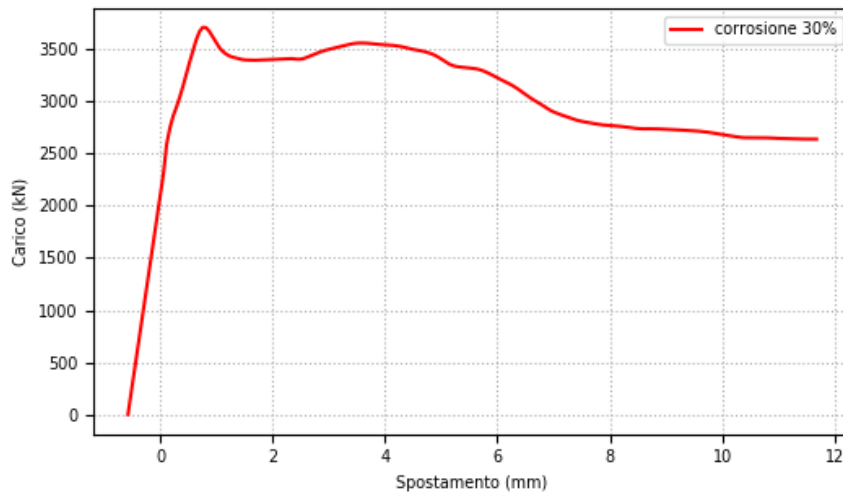


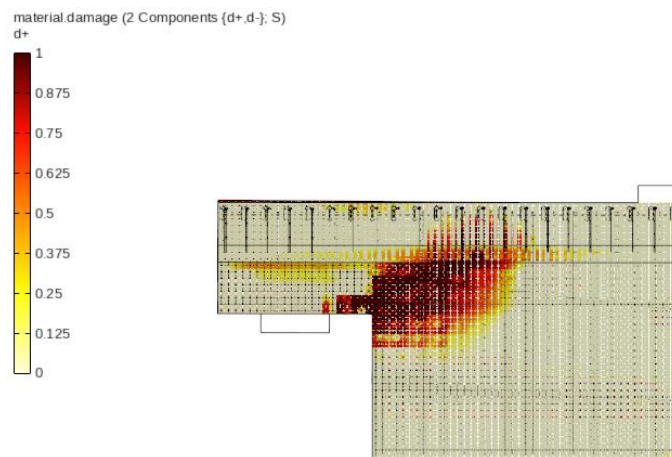
Figura 6.47 - Tensioni nelle barre di armatura a rottura, step 200 (10% corrosione)

› **30% corrosione:**

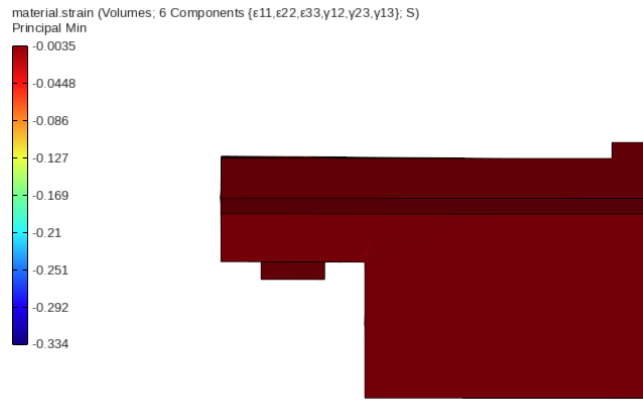


*Figura 6.48 - Curva di carico-spostamento del giunto esistente (30% corrosione)*

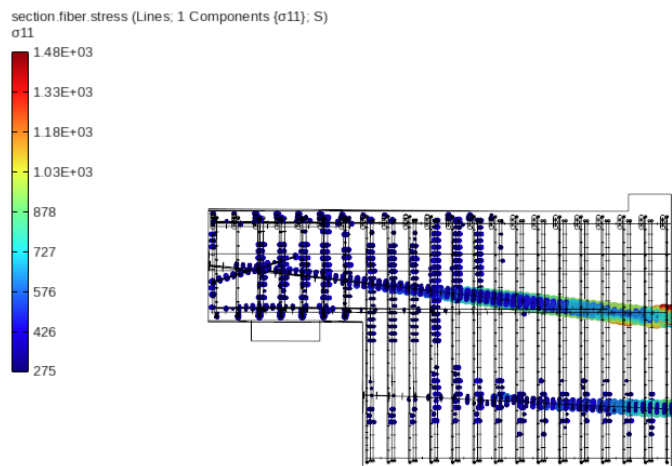
Con un livello di corrosione pari al 30%, si nota la maggiore influenza della variazione delle proprietà meccaniche dell'acciaio e di duttilità nella risposta della sella Gerber che in seguito ad una prima fase elastica e al raggiungimento di un primo picco a circa 3600 kN, mostra un comportamento globalmente softening con una riduzione più evidente della resistenza al secondo picco locale.



*Figura 6.49 - Localizzazione delle fessure a rottura, step 200( 30% corrosione)*

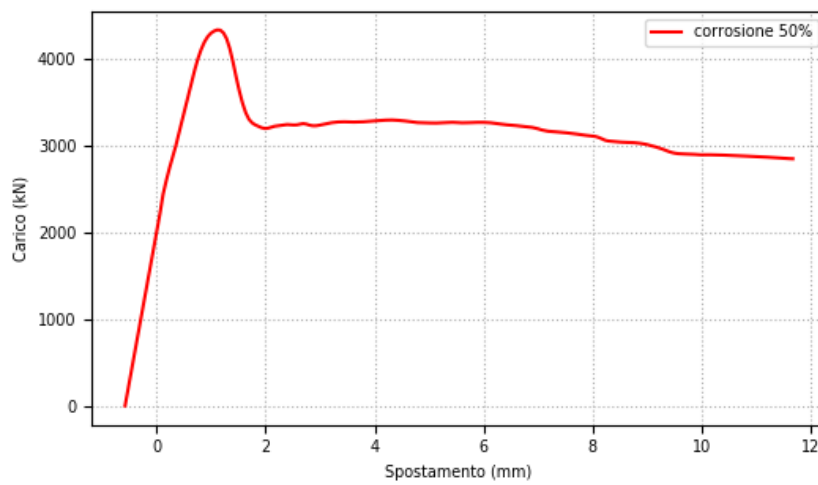


**Figura 6.50** - Deformazione minima del calcestruzzo a rottura, step 200 (30% corrosione)



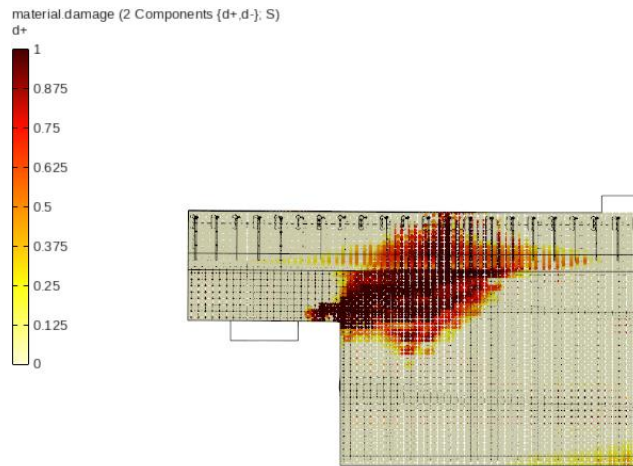
**Figura 6.51** - Tensioni nelle barre di armatura a rottura, step 200 (30% corrosione)

› **50% corrosione:**

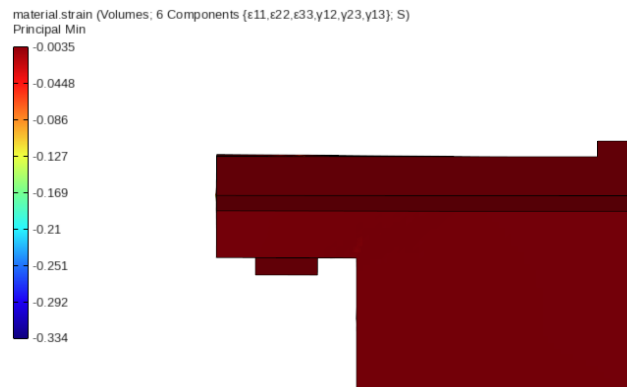


**Figura 6.52** - Curva di carico-spostamento del giunto esistente (50% corrosione)

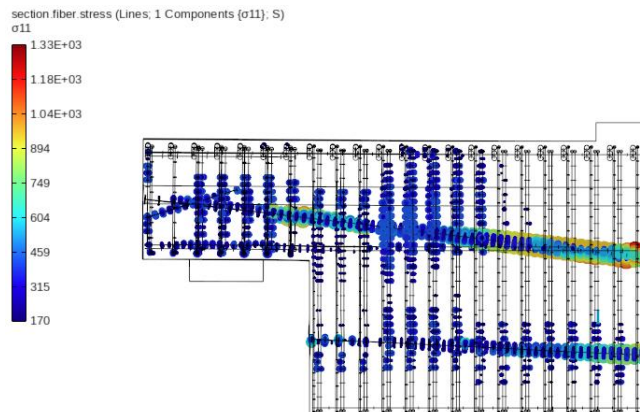
L'infragilimento della risposta è ancor più evidente nel caso di corrosione al 50%: dopo un picco di circa 4200 kN si ha una brusca caduta di resistenza seguita da uno pseudo plateau a 3000 kN.



*Figura 6.53 - Localizzazione delle fessure a rottura, step 200 (50% corrosione)*



*Figura 6.54 - Deformazione minima del calcestruzzo a rottura, step 200 (50% corrosione)*

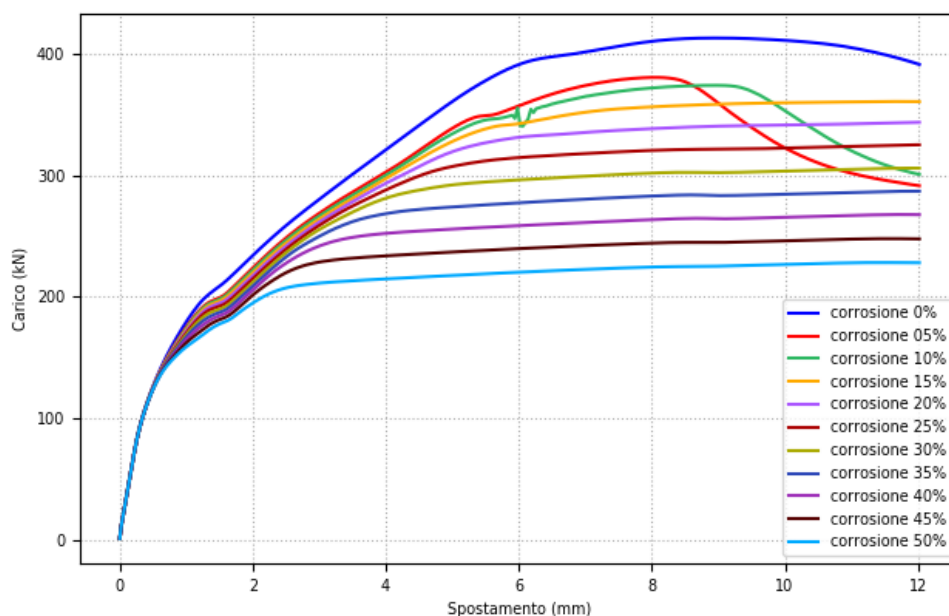


*Figura 6.55 - Tensioni nelle barre di armatura a rottura, step 200 (50% corrosione)*

## 6.4. Discussione e confronto dei risultati

Le analisi non lineari condotte in STKO per vari livelli di corrosione sono riferite a due differenti casi studio: la sella Gerber di Desnerck et al. utilizzata per prove di laboratorio dallo stesso autore [25], e la sella Gerber di un viadotto esistente. Gli effetti del fenomeno corrosivo sui due giunti, sono analizzati separatamente, modellando il difetto sia in termini di perdita di sezione sia in termini di perdita di duttilità e resistenza. Gli output relativi a tre livelli di corrosione (10%, 30% e 50%) mostrati nei paragrafi 6.2.3 e 6.3.3 evidenziano già come il degrado da corrosione influisca nella capacità portante e nelle modalità di rottura delle selle Gerber. Nel presente paragrafo si riportano tutti i risultati dello studio svolto commentando le sole curve di carico-spostamento, al fine di comprendere nel dettaglio la risposta strutturale dei giunti anche per livelli intermedi di corrosione.

In riferimento al giunto di Desnerck et al., le prime analisi sono condotte studiando la corrosione come riduzione percentuale della sezione trasversale delle barre di armatura del gruppo X mostrate nel paragrafo 6.2 (Figura 6.2), si considera un livello di corrosione dal 5% al 50% con step 5%. Nella Figura 6.56 si riportano le curve di carico-spostamento del giunto al variare della percentuale di corrosione espressa come percentuale di riduzione della sezione.



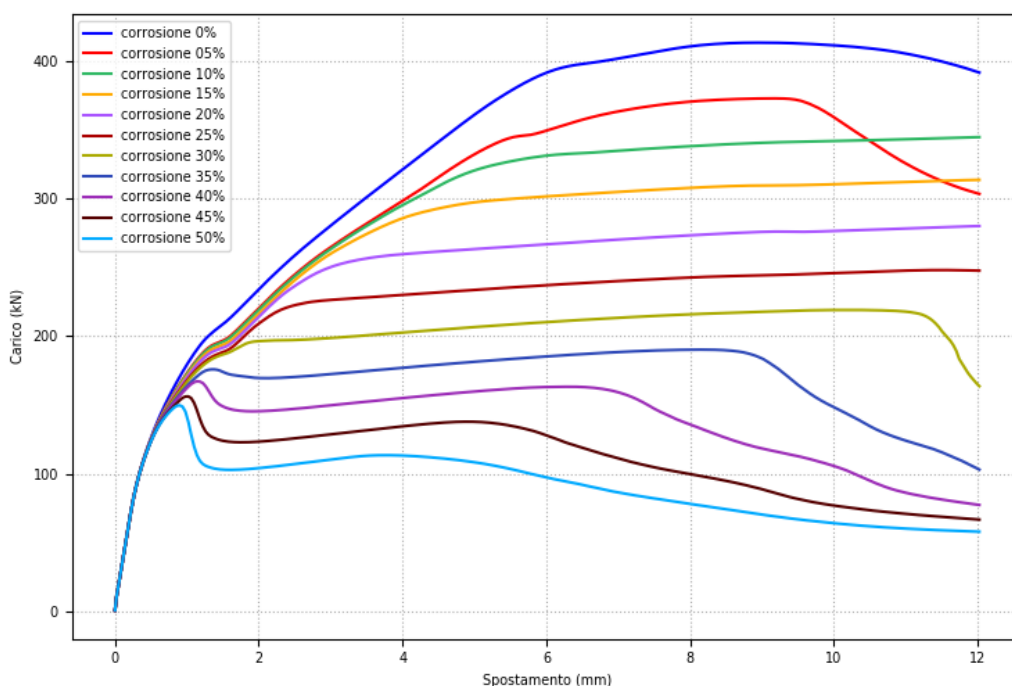
**Figura 6.56** - Curve di carico-spostamento al variare del livello di corrosione: Riduzione della sezione trasversale dell'acciaio – giunto di Desnerck et al.

Considerando la sola perdita di sezione delle barre di armatura, si nota una riduzione complessiva della resistenza globale del giunto e uno pseudo-plateau in seguito al raggiungimento della resistenza di picco. Per riduzioni di sezione pari al 5% e 10% si registra un comportamento più fragile dovuto al ramo softening individuato dopo il picco di resistenza prima di raggiungere un plateau di resistenza, mentre per percentuali maggiori di corrosione, la risposta risulta più duttile e la resistenza raggiunta al picco è lievemente inferiore a quella registrata ad uno spostamento di 12 mm.

Per le percentuali di corrosione studiate si individua una legge di variazione della capacità portante del giunto di tipo lineare, riscontrando una buona aderenza con i risultati delle analisi condotte da Desnerck [91], il quale, avendo studiato la corrosione per un gruppo più ristretto di barre, riporta una riduzione di circa il 20% per una percentuale di corrosione pari al 40%. Dalla presente ricerca si individua una riduzione del 37% per una percentuale di corrosione pari al 40%. Le modalità di rottura variano con la percentuale di corrosione:

- Per bassi livelli di corrosione si ha una rottura a taglio che coinvolge l'intera sezione del giunto, in cui le fessure partono dall'angolo interno del pennino e si collegano alle fessure a taglio e flessione della trave a sezione piena. Per percentuali più elevate di corrosione si ha una rottura a taglio dovuta all'eccessiva tensione diagonale nella zona di risega, le fessure che si formano all'inizializzazione del processo proseguono dall'angolo interno verso il lembo superiore della trave determinando il distacco dell'estremità della trave;
- Le barre nell'intorno della risega risultano snervate e con l'aumentare della percentuale di riduzione della sezione il raggiungimento della resistenza di snervamento è localizzato nel gruppo di barre corroso;
- Non sono evidenti rotture a compressione, poiché lo snervamento delle barre precede sempre la rottura del calcestruzzo, in nessun punto si supera la resistenza a compressione del calcestruzzo. È tuttavia da sottolineare che per i casi di corrosione al 5% e al 10% non si ottengono risultati particolarmente intuitivi: l'unione delle fessure sembra comportare un distacco del copriferro al lembo inferiore, causando una perdita di resistenza in seguito al picco.

Introducendo anche la perdita di duttilità e di resistenza dell'acciaio la risposta strutturale della sella Gerber di Desnerck presenta delle variazioni date dalla natura più fragile delle barre del gruppo corroso. Nella Figura 6.57 sono riportate le curve di carico-spostamento che consentono di cogliere tali effetti.



**Figura 6.57** - Curve di carico-spostamento al variare del livello di corrosione: Riduzione della sezione trasversale e di duttilità e resistenza dell'acciaio-giunto di Desnerck et al.

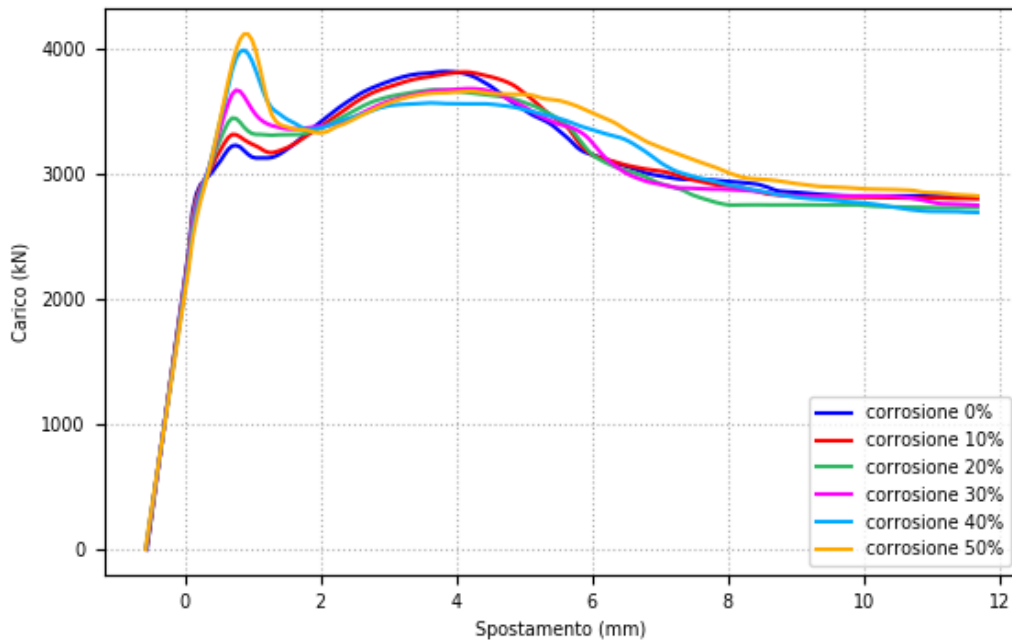
Nel presente caso la variazione della capacità portante è più marcata e meno lineare: per un livello di corrosione del 50%, si registra una riduzione del 72% nella resistenza di picco.

La risposta strutturale al variare della percentuale di corrosione, mostra un comportamento duttile per livelli di corrosione fino al 25%, fatta eccezione per il 5% di corrosione dove, così come per il caso precedente, si ha una fase softening post-picco. Per livelli di corrosione più elevati (a partire dal 30%) si individuano risposte più fragili per il giunto, connessi alla riduzione delle caratteristiche di resistenza e duttilità dell'acciaio: le prime staffe verticali e le barre diagonali, superano la resistenza ultima e iniziano a subire un decremento di resistenza dato dal ramo softening assegnato al legame costitutivo prima di giungere a collasso.

Così come si può notare dagli output mostrati nel paragrafo 6.2.3.2 con l'incremento della percentuale di corrosione la rottura avviene per distacco dell'estremità dal resto della trave, causato dalla tensione diagonale interna al pennino.

Il secondo caso studio è relativo al giunto Gerber del viadotto esistente, l'analisi degli effetti della corrosione in termini di perdita di sezione è condotta studiando percentuali di corrosione dal 10% al 50% con step di 10%, poiché da analisi preliminari uno step di riduzione del 5% non presentava apprezzabili variazioni.

Nella Figura 6.58 si riportano le curve di carico-spostamento al variare della percentuale di corrosione.



*Figura 6.58 - Curve di carico-spostamento al variare del livello di corrosione: Riduzione della sezione trasversale dell'acciaio – giunto esistente.*

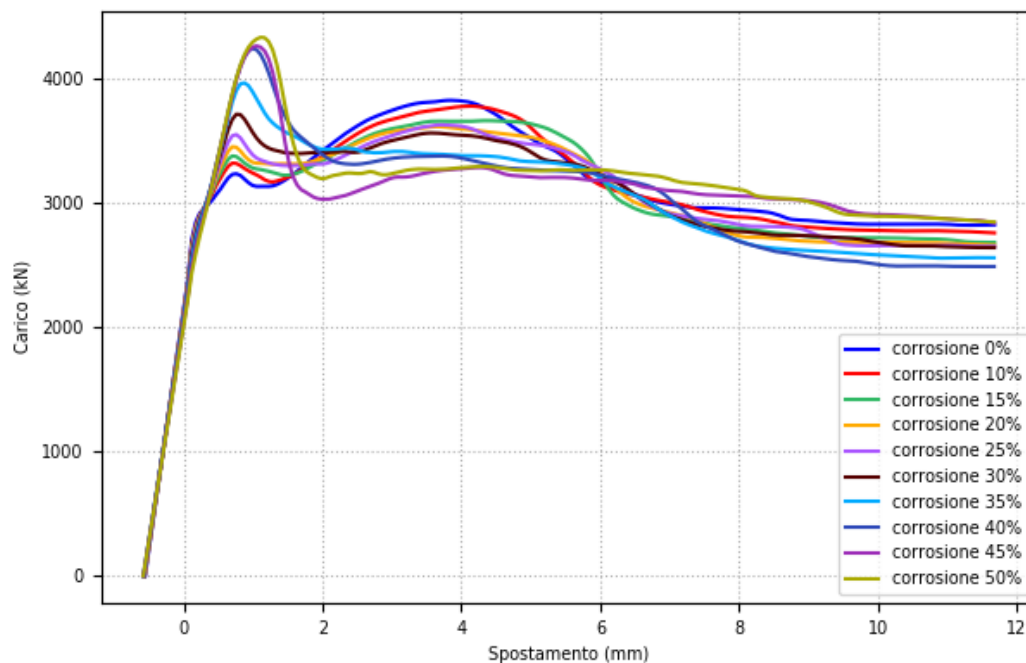
Tutte le curve presentano un andamento analogo: dopo un primo tratto elastico, che termina con il primo picco locale di resistenza, si passa ad una fase plastica che culmina con il secondo picco locale a cui segue una fase softening con pseudo-plateau finale.

Nel presente caso studio non si riscontra un apprezzabile variazione della resistenza globale del giunto, il primo picco di resistenza, infatti, sale mostrando un incremento del 22% nel caso di una percentuale di corrosione pari al 50%, mentre il secondo picco di resistenza subisce una riduzione di circa il 5%. La conseguenza è che il giunto mostra sempre un'elevata capacità portante ma questa è accompagnata da un infragilimento della risposta strutturale. A partire da un livello di corrosione pari al 30% la resistenza massima è raggiunta al termine della fase elastica con uno spostamento inferiore ad 1 mm, in seguito al quale si ha un ramo softening della risposta con il raggiungimento di uno pseudo-plateau a circa 2800 kN.

Dagli output mostrati nel paragrafo 6.3.3.1 si nota che la sella Gerber per ogni percentuale di corrosione mostra una fessurazione inclinata a circa 45° più o meno accentuata, che parte dallo spigolo interno e prosegue verso l'ala del viadotto. Le staffe verticali risultano sempre snervate nell'intorno della risega, mentre il calcestruzzo non presenta deformazioni minime inferiori al valore critico di 0.35%.



Il giunto esistente è sottoposto ad analisi successive in cui si modella il difetto anche come perdita di duttilità e resistenza. In questo caso si sono studiati più livelli di corrosione a partire dal 10% al 50% con step 5%, scartando la soluzione al 5% perché presentava variazioni trascurabili. In Figura 6.59 le curve carico-spostamento al variare della percentuale di corrosione.



**Figura 6.59** - Curve di carico-spostamento al variare del livello di corrosione: Riduzione della sezione trasversale e di duttilità e resistenza dell'acciaio-giunto di Desnerck et al.

Anche in tal caso l'effetto sulla resistenza globale non è apprezzabile, mentre si riscontra un più accentuato infragilimento della risposta strutturale con una riduzione del secondo picco locale del 16% e un ramo softening più pronunciato per un livello di corrosione del 50%.

## 6.5. Conclusioni

Nel presente capitolo è introdotta la corrosione delle barre di armatura modellando il difetto in STKO in termini di perdita di sezione e perdita di duttilità e resistenza dell'acciaio. Le analisi non lineari sono condotte in maniera progressiva considerando livelli di corrosione dal 5% al 50% con step 5%. I casi studio analizzati sono presentati nel capitolo 4: la sella Gerber di Desnerck et al. e la sella Gerber di un viadotto esistente. Le caratteristiche dei modelli agli Elementi Finiti e i parametri delle analisi condotte sono descritti nel capitolo 5. Gli effetti del fenomeno corrosivo sono valutati attraverso le curve di carico-spostamento dei giunti che consentono di individuare la variazione del comportamento strutturale, ossia l'eventuale perdita di capacità portante ed infragilimento della risposta.

## 7. Proposte e sviluppi futuri

---

Il lavoro di tesi prevede uno studio dettagliato sull'influenza del degrado indotto da corrosione sul comportamento delle selle Gerber. L'argomento risulta piuttosto vasto e per questo potrebbe essere oggetto di studi successivi in grado di cogliere aspetti ulteriori del problema. Nel presente capitolo sono riportati alcuni spunti su possibili sviluppi futuri del tema.

› *Influenza della perdita di aderenza acciaio-calcestruzzo*

Come spiegato nel capitolo 6 della presente ricerca, la corrosione delle barre di armatura è stata introdotta considerando dapprima la perdita di sezione e successivamente la perdita di duttilità e resistenza dell'acciaio dovuta alla formazione di ruggine sulla superficie delle barre soggette a corrosione [4][78]. Non si prende, tuttavia, in considerazione l'influenza della perdita di aderenza tra acciaio e calcestruzzo nel degrado delle selle Gerber. La formazione del film di ossidi, infatti, determina:

- Una riduzione del legame tra i due materiali;
- Un aumento di volume delle barre ostacolato dalla presenza del calcestruzzo; tale fenomeno comporta la fessurazione del copriferro e la successiva espulsione, esponendo le barre ad un maggiore attacco da parte di agenti corrosivi.

Pertanto, per le motivazioni appena presentate e per una completezza dello studio, risulta interessante considerare la perdita di legame tra le barre di armatura e il calcestruzzo circostante.

› *Influenza del layout di armatura*

Uno studio successivo potrebbe riguardare l'indagine della variazione nella risposta strutturale del giunto Gerber soggetto a corrosione per diversi layout di armatura. Desnerck et al. [25] studiarono l'influenza del layout di armatura nella definizione della resistenza ultima delle selle Gerber, dunque, avendo a disposizione i risultati sperimentali dei provini con diverse configurazioni di armatura in assenza di corrosione, è possibile studiare l'influenza del degrado indotto da corrosione per i vari layout.

› Influenza della geometria del giunto

La geometria del giunto influisce sulla capacità portante della sella Gerber e sul tipo di risposta. Nell'elaborato sono presentati due casi studio di diverse tipologie. La sella Gerber di Desnerck et al. è una trave a sezione rettangolare piena con riduzione della sezione nella zona di appoggio e angolo della risega di 90°. Il giunto è armato con il solo utilizzo di armatura lenta. Al contrario la sella Gerber del viadotto esistente è realizzata con una sezione a cassone piena e riduzione della sezione all'estremità della campata con un angolo interno allo spigolo di 90°. Il giunto è armato con armatura lenta e cavi da precompressione.

Per sviluppi futuri della ricerca si potrebbe tenere conto di:

- Una più ampia varietà di geometrie, considerando sezioni differenti;
- Un angolo smussato per lo spigolo interno della risega.

› Studio statistico del fenomeno

La corrosione localizzata o pitting, dovuta principalmente all'attacco di cloruri, non è un fenomeno deterministico e la sua propagazione come visto nel paragrafo 3.2 segue la legge di diffusione di Fick. Un approccio probabilistico al problema risulta idoneo alla rappresentazione del fenomeno. Un metodo che consente di fare questo è il metodo Montecarlo attraverso il quale, considerando l'aleatorietà di alcune variabili di input come il coefficiente di diffusione apparente o la concentrazione superficiale di cloruri [69] (equazione 3.4), è possibile individuare delle variabili casuali di output per un numero  $n$  di campioni. Uno spunto per una ricerca futura potrebbe essere quello di applicare il metodo per il calcolo delle aree residue delle barre di armatura, al fine di valutare la risposta dei giunti Gerber ad un numero di anni prestabilito dal termine della costruzione.

## 8. Conclusioni

---

Il degrado delle strutture esistenti è un tema ricorrente e delicato nell'ambito dell'Ingegneria Civile e rappresenta una vera emergenza del settore. Il patrimonio strutturale e infrastrutturale ereditato dal secondo Dopoguerra presenta gravi segni di ammaloramento, spesso causati dagli attacchi chimico-fisici da parte di sostanze aggressive presenti nell'ambiente circostante. Il calcestruzzo è un materiale fortemente soggetto all'invecchiamento, ma se a questo si unisce una progettazione non idonea alla classe di esposizione o la mancanza di un piano di monitoraggio e manutenzione, il rischio di un precoce deterioramento aumenta. La corrosione delle barre di armatura rappresenta una delle cause principali di degrado: le reazioni di ossido-riduzione alla base del fenomeno comportano effetti negativi sullo stato di conservazione e sulla sicurezza delle strutture quali la riduzione della sezione resistente delle barre, la perdita di resistenza e duttilità dell'acciaio e la variazione del legame di aderenza tra acciaio e calcestruzzo.

Ponti e viadotti non sono esclusi da tale fenomeno, essi costituiscono una percentuale rilevante delle infrastrutture che, a causa del deterioramento, necessitano un costante monitoraggio; in modo particolare nella presente ricerca si focalizza l'attenzione sui ponti a travata Gerber: strutture largamente utilizzate nella seconda metà del XX secolo, realizzate tramite la riduzione di sezione alle estremità della trave (semigiunti) che consente di interrompere la continuità dello schema statico e realizzare strutture semplicemente appoggiate. È necessario sottolineare che la presente tipologia strutturale seppur presenti i vantaggi di una struttura isostatica e di una semplice prefabbricazione, non è esente da problematiche che nel corso degli anni sono state a lungo oggetto di studio e che hanno causato una drastica riduzione nell'impiego. Nello specifico, le zone di giunzione risultano particolarmente vulnerabili all'attacco da parte di agenti corrosivi: l'acqua proveniente dalla pavimentazione e gli eventuali sali disgelanti, in assenza di un adeguato sistema di drenaggio, penetrano nella zona di appoggio e causano l'inizializzazione del processo corrosivo. La geometria delle selle Gerber inoltre non consente una facile ispezione della zona di risega: il fenomeno di degrado indotto dalla corrosione presenta notevoli criticità per i giunti Gerber.

La ricerca è stata incentrata sulla modellazione agli Elementi Finiti e l'analisi non lineare di due casi studio soggetti a corrosione. Il primo caso studio tratta la sella Gerber di Desnerck et al. [25] sulla quale sono state condotte diverse prove di laboratorio dallo stesso autore. Il secondo caso, invece, è relativo ad un giunto Gerber proveniente da un viadotto esistente.

Dopo una breve introduzione al software STKO toolkit di Opensees, è stato studiato il comportamento dei casi studio in assenza di corrosione. La calibrazione del modello FE è stata eseguita sul caso studio di Desnerck et al. [25] di cui si hanno a disposizione i risultati ottenuti tramite una prova di laboratorio a flessione su tre punti. Lo studio è stato basato sull'individuazione della curva di carico-spostamento del giunto che è stata confrontata con quella ottenuta in laboratorio. Dopo aver raggiunto la convergenza tra i risultati numerici e quelli disponibili dagli studi di Desnerck sono state condotte analisi analoghe sulla sella Gerber del viadotto esistente, evidenziando il comportamento più rigido del giunto rispetto al caso di Desnerck. Gli output sulla localizzazione delle fessure, la tensione nelle barre di armatura e la deformazione minima del calcestruzzo hanno evidenziato una rottura di tipo duttile.

Avendo a disposizione i risultati in assenza di corrosione, è stato possibile studiarne gli effetti sul comportamento dei casi studio in esame. Tramite analisi successive si è introdotto il fenomeno corrosivo modellando il difetto in STKO per due particolari effetti: la perdita di sezione e la perdita di resistenza e duttilità dell'acciaio. Le analisi sono state effettuate in maniera progressiva tenendo conto di livelli deterministici di corrosione dal 5% al 50% con step del 5%. Gli effetti del fenomeno corrosivo sono stati analizzati attraverso le curve carico-spostamento ottenute in STKO che hanno consentito di individuare la variazione della risposta strutturale delle selle Gerber al variare della percentuale di corrosione.

In conclusione, i risultati ottenuti mostrano per il giunto di Desnerck una variazione lineare della capacità portante all'aumentare del livello di corrosione inteso come perdita di sezione ed un infragilimento della risposta nel caso in cui il difetto sia modellato come riduzione di sezione, resistenza e duttilità delle barre di armatura. Al contrario, i risultati relativi all'analisi del giunto esistente non mostrano un apprezzabile variazione di resistenza bensì un infragilimento globale per entrambe le caratteristiche analizzate.

## *Ringraziamenti*

---

Giunti al termine di questo meraviglioso percorso è doveroso ringraziare chi ha reso possibile il raggiungimento di questo traguardo: ringrazio il Professor G.C. Marano, per la sua umanità ancor prima che per la sua disponibilità e preparazione, grazie per aver creduto in me è stato un punto di riferimento anche nei momenti di sconforto. Ringrazio il Professor G. Camata e l'Ingegnere M. Petracca, per la loro guida indiscussa nello svolgimento di tale ricerca. Infine ringrazio l'Ingegnere D. Maserà per il materiale fornitomi e l'Ingegnere R. Asso per le correzioni.

Un secondo ringraziamento va alla mia famiglia, porto sicuro per ogni tempesta. Ci tengo a dedicare tutti i miei successi ad una persona in particolare: mia madre.

Grazie Mamma, per tutto quello che hai sempre fatto per me, grazie per i sacrifici, grazie perché metti sempre me prima di te, grazie perché mi ami e mi vizi ancora come quando ero bambina, grazie per i tuoi occhi "luccicosi" ogni volta che mi vedi dopo tanto tempo, grazie per quelle frasi che tanto mi fanno arrabbiare ma senza le quali mi sarei sentita persa: "Ce la fai, stai tranquilla!". Grazie perché non hai mai smesso di aiutarmi anche a chilometri di distanza; la tua infinita pazienza, la tua protezione e il tuo amore sono la giusta medicina per ogni mio malumore.

Grazie Papà perché per me hai rivoluzionato la tua vita, perché sai essere un vero padre di famiglia, attento a tutto e super meticoloso, a volte troppo. Ti ringrazio perché in te mi ci rivedo a tratti e quei tratti non mi dispiacciono poi così tanto, grazie per avermi insegnato il valore delle cose, la responsabilità, il rispetto e il senso del dovere. Grazie per i tuoi sorrisi a metà, quel tuo tono da burbero con me non attacca, te lo leggo negli occhi il bene che mi vuoi e adesso sai quanto te ne voglio io.

Grazie Zio Giovanni, o come piace dire a me Nonno mio, a te ho dedicato questo lavoro, mi hai lasciata prima di vedermi nuovamente laureata, ma porto con me il ricordo dell'abbraccio e della fierezza della prima volta, sei stato sempre con me e quando ho smesso di crederci ti ho pensato e mi sono ricordata di non arrendermi, spero tu sia ancora e sempre fiero di me.

Grazie Zia Lina perché sei sempre stata dalla mia parte e hai continuato ad essere la mia fan numero uno.

Grazie Dome, per le tue perle di saggezza e per aver accompagnato i miei “traguardi” con i tuoi, grazie per avermi regalato Mattia, i suoi occhietti vispi e i suoi sorrisetti sono fonte inesauribile di gioia, grazie per la futura new entry di casa, Sofia, fremo dalla voglia di viziarla e coccolarla.

Ma adesso è giunto il momento di ringraziare chi ci è sempre stato, da tanto o da poco, quelle amicizie mai scomparse e quelle che spero durino per sempre. Non sarò breve perché voglio ringraziarvi tutti o per lo meno provarci. Grazie Annalaura, sei la mia migliore amica, la mia spalla, tutto, potrò contare sempre su di te. Grazie Gabriella, a distanza di anni posso ancora scrivere che sei un’amica e non una collega, perché hai continuato a spronarmi e a credere in me.

Grazie Coinquiline, non avrei saputo immaginare questo percorso senza di voi, vi guardo e mi dico quanto io sia stata fortunata, “nella gioia e nel dolore” abbiamo condiviso tutto: pranzi, feste, il vino buono e quello da un euro e quattro centesimi dell’Ins, pianti pre-esame, “rinunce agli studi” varie, quarantene, isolamenti random pre-tampone, ansia e perché no anche problemi di “cuore”. Siete state un punto fermo di questi anni e con un pizzico di emozione ammetto che siete e spero sarete sempre la mia seconda famiglia, un po’ disastrosa ma esageratamente bella.

Grazie anche a Snoopy, quei tuoi abbracci e sorrisi nei momenti più gelidi mi hanno donato un po’ di calore. Sei stato amico, confidente, punto di riferimento e citando la mia serie TV preferita ti dirò qualcosa che spero ti arrivi: “Credo che ci siano persone che ti aiutano a diventare la persona che sei e non puoi che essergli grato anche se forse non faranno parte della tua vita per sempre”.

Ma il mio grazie più grande va a Martina, complice indiscussa di questi anni. Un’amica, una sorella, un’anima affine, sei tra le persone più belle che mi siano capitate, sei certezza anche nei momenti più difficili, tu la mia spalla e io la tua. Gioisci dei miei successi e ti intristisci per i miei fallimenti, mi sei stata accanto anche quando tutto andava male e sei rimasta anche quando nessuno lo avrebbe fatto. Grazie perché con te l’Università è stata più bella, e questa Torino un po’ meno spenta. Grazie perché so sempre dove guardare se ci sei tu al mio fianco.

Forse ho esagerato con i ringraziamenti, d’altra parte non sarei niente se non ci foste voi nella mia vita e con la speranza che possiate esserci sempre, ancora una volta GRAZIE.



# Bibliografia

---

- [1] Kashani M., Maddokcks J., Dizaj E. A., “*Residual capacity of corroded reinforced concrete bridge components: state of the art review*” Journal of Bridge Engineering, vol. 24, n. 7, 2019.
- [2] Bossio A., Lignola G.P., Prota A. “*Il degrado delle infrastrutture in calcestruzzo armato*”, *INGENIO*, Ottobre 2019.
- [3] Pedefferri P. Di Milano P., “*La corrosione delle armature nel calcestruzzo*”, Politecnico di Milano, 2010.
- [4] Apostolopoulos C.A., Papadakis V.G.. “*Consequences of steel corrosion on the ductility properties of reinforcement bar*”, Grecia, 2007.
- [5] Bossio A., Lignola G.P., Monetta T., et al. “*Effetti strutturali della corrosione sulle strutture in calcestruzzo armato*”, III Convegno di Ingegneria Forense, Roma, Maggio 2014.
- [6] Petrangeli M. P., Fieno L., Orlandi R., “*Valutazione della sicurezza in esercizio dei ponti esistenti con impalcati in c.a.p.*”, *INGENIO*, Ottobre 2019.
- [7] Petrangeli M. P., “*Progettazione e costruzione di ponti con cenni di patologia e diagnostica delle opere esistenti*”, IV ed. a cura di, Rozzano: Casa Editrice Ambrosiana, 2017.
- [8] Pierre R. Roberge, “*Handbook of corrosion engineering*”, McGraw-Hill Professional, 2000.
- [9] Joseph R. Davis, “*Corrosion: understanding the basics*”, ASM International, 2000.
- [10] Hilti, “*Corrosion Handbook*”, W4412, Ottobre 2015.
- [11] Philippe Marcus (Editor), “*Corrosion Mechanisms in Theory and Practice*”, Third Edition, CRC Press, 2011.
- [12] Smith F. W., Hashemi J., “*Manuale dei Materiali per l'Ingegneria*”, AIMAT, Autori Vari, Ed. McGraw Hill Libri Italia, Milano, 1996.

- [13] Tuutti K., “*Corrosion of steel in concrete*”, Swedish cement and concrete institute (CIB), No: 4-82, Stockholm, 1982.
- [14] Bossio A. “*Modellazione analitica del processo di corrosione di armature in calcestruzzo armato e validazione sperimentale mediante prove non distruttive*” Tesi di dottorato, Università di Napoli Federico II, 2013.
- [15] C. Andrade, Chapter 6 “*Corrosion of steel reinforcement*”, WIT Transactions on State of Art in Science and Engineering, Vol. 28, ISSN 1755-8336, 2007.
- [16] Collepardi M., Marcialis A., Turriziani R., “*Penetration of chloride ions into cement pastes and concrete*”, J. Am. Ceram. Soc. 55 (10) 534–535, 1972.
- [17] Pedferri P. & Bertolini L. “*La durabilità del calcestruzzo armato*”, Milano McGraw-Hill 2000.
- [18] Andrade, C., Alonso, C. & Rodriguez, J., “*Remaining service life of corroding structures*”, IABSE Symposium on Durability, Lisbon, September, pp. 359–363, 1989.
- [19] Rodriguez, J., Andrade, C., Izquierdo, D. & Aragoncillo, J., “*Manual of assessment of structures affected by reinforcement corrosion*”, EU Project Contecvet IN309021.
- [20] Gotti G., Ielmini D., Malerba P.G., Sgambi L., “*Influenza dei fenomeni di degrado sulla modalità di rottura di elementi strutturali in calcestruzzo armato precompresso*”, Politecnico di Milano, 2010.
- [21] Almusallam A., “*Effect of degree of corrosion on the properties of reinforcing steel bars*”, Department of Civil Engineering, Saudi Arabia, 2000.
- [22] Desnerck P, Lees JM, Morley C, “*Assessment of Reinforced Concrete Half-Joint Structures: Dealing with Deterioration*”, 2014.

- [23] Desnerck P, Lees JM, Morley CT, “*The effect of local reinforcing bar reductions and anchorage zone cracking on the load capacity of RC half-joints*”, Engineering Structures, 2017.
- [24] Desnerck P, Lees JM, Morley CT, “*Strut-and-tie models for deteriorated reinforced concrete half-joints*”, Engineering Structures, 2018.
- [25] Desnerck P, Lees JM, Morley CT, “*Impact of the reinforcement layout on the load capacity of reinforced concrete half-joints*”, Engineering Structures, 2016;
- [26] Masera D., Asso R., Marano G., “*Le selle Gerber: analisi agli stati limite ultimi-parte I*”, Strade&Autostrade, 2021.
- [27] Messina M., Gastaldi M., “*La propagazione della corrosione nelle strutture in calcestruzzo armato carbonatate*”, INGENIO, Marzo 2021.
- [28] Nicosia F., “*Il degrado dei ponti in calcestruzzo*”, Strade&Autostrade, Settembre 2017.
- [29] Saetta A., Scotta R. and Vitaliani R. (1999), “*Coupled Environmental- Mechanical Damage Model of RC Structures*”, Journal of Engineering Mechanics, Vol. 125, No. 8, pp. 930-940.
- [30] Stewart M., Harthy A., “*Pitting corrosion and structural reliability of corroding RC structures: Experimental data and probabilistic analysis*”, England, 2008.
- [31] Val D., Stewart M., “*Effect of reinforcement corrosion on reliability of highway bridges*”, University of Newcastle, Newcastle, NSW 2308, Australia, 1998.
- [32] Stewart, M. G., and Rosowsky, D. V., “*Time-dependent reliability of deteriorating reinforced concrete bridge decks*” Struct. Safety, 1998, 20, 91–109.
- [33] Du Y.G., Clarck L.A., Chan A. H., “*Effect of corrosion on ductility of reinforcing bars*”, University of Birmingham, 2005.

- [34] Cairns J., Du Y., Law D. s.l., “*Residual bond strength of corroded plain round bars*”, Magazine of Concrete Research, 2006.
- [35] Cairns j. J., Ayop S. S. s.l., “*Critical Study of Corrosion Damaged Concrete Structures*”, International Journal of Integrated Engineering, 2013.
- [36] Zhang P, Lu M, Li X, “*Mechanical property of rustiness reinforcement steel*”, Ind Constr 1995;25(9):41–4.
- [37] Cairns J., Plizzarri G., Du Y., Law D.W., Franzoni C. s.l., “*Mechanical properties of corrosion-damaged reinforcement*”, ACI Materials Journal, 2005.
- [38] Cabrera J., Ghoddousi P., “*The effects of reinforcement corrosion on the strength of the steel/concrete bond*”, 1992.
- [39] Petracca M., Camata G., “*STKO User Manual*”, Asdea software technology, 2021.
- [40] Consiglio superiore LLPP, “*Nuove linee guida sul calcestruzzo*”, 2017.
- [41] Hillerborg A., Modéer N., Petersson P.E., “*Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics in finite elements*”, Cement Concrete Res., Vol. 6, pp. 773-782, 1976.
- [42] Amer Society of Civil Engineers, “*fib Model Code for concrete structures 1990*”, 1993
- [43] John Wiley&Sons (Editor), “*fib Model Code for concrete structures 2010*”, 2013.
- [44] Water. Wegen. Werken. Rijkswaterstaat, “*Guidelines for Nonlinear Finite Element Analysis of Concrete Structures*”, version 2.2, 2020.
- [45] Petracca M., Pelà L., Camata G. et al., “*Micro-scale continuous and discrete numerical models for nonlinear analysis of masonry shear walls*”, Construction and Building Materials, 2017.

- [46] Strade&Autostrade Online, “*Ponti articolati e continui: 150 anni di esperienze – prima parte*” - Accessed May 13, 2020. <https://www.stradeeautostrade.it/ponti-eviadotti/ponti-articolati-e-continui-150-anni-di-esperienze-prima-parte/2>.
- [47] Heinrich Gottfried Gerber - Wikipedia. Accessed June 10, 2020. [https://it.wikipedia.org/wiki/Heinrich\\_Gottfried\\_Gerbe](https://it.wikipedia.org/wiki/Heinrich_Gottfried_Gerbe).
- [48] Mathivat Jacques, “*The Cantilever Construction of Prestressed Concrete Bridges*”, J. Wiley, 1983.
- [49] Šauman Z., “*Carbonization of porous concrete and its main binding components*”, Cement and Concrete Research, 1971;1(6):645-662. doi:10.1016/0008-8846(71)90019-6.
- [50] Collins MP., “*Towards a Rational, Theory for RC Members in Shear*”, Published online 1978.
- [51] Ritter W. Die Bauweise Hennebique, “*Schweizerische Bauzeitung*”, 1899;33(7):49-52. doi:10.3931/e-rara-20036.
- [52] Morsch E., “*Concrete-Steel Construction (Der Eisenbetonbau)*”, The Engineering News Pub. Co.; 1909.
- [53] Mattock AH, “*Design Proposals for Reinforced Concrete Corbel*”, J Prestressed Concr Inst. 1976;21(3):18-42. doi:10.15554/pcij.05011976.18.42.
- [54] Liem SK, “*Maximum shear strength of dapped-end or corbel*”, Published online 1983.
- [55] Schlaich J, Schafer K, Jennewein M., “*Towards a Consistent Design of Structural Concrete*”, PCI Journal, 1987;32:74-150.
- [56] Santasiero G., Masi A., Picciano V., “*Durability of Gerber Saddles in RC Bridges: Analyses and Applications (Musmeci Bridge, Italy)*”, Infrastructures 2021, 6, 25.
- [57] Abdul-Jawad HM, “*Modelling of dapped-end beams using Abaqus software*”, IJCIET, Published online 2018.

- [58] Temple, Jonathan, “*Structural Change and Europe’s Golden Age*”, CEPR Discussion Papers, Published online 2001.
- [59] Di Ludovico M., Prota A., Manfredi G., Cosenza E., “*FRP strengthening of fullscale PC girders*”, *Journal of Composites for Construction*, vol. 14, n. 5, pp. 510- 520, 2010.
- [60] BRÜCKEN - Architektur, Technik, Geschichte, bernd-nebel.de, [https://www.bernd-nebel.de/bruecken/index.html?/bruecken/6\\_technik/ausleger/ausleger.html](https://www.bernd-nebel.de/bruecken/index.html?/bruecken/6_technik/ausleger/ausleger.html).
- [61] Torres, F. M., “*Theoretic-experimental analysis of reinforced concrete corbels*” Dissertation (Master Science in Structural Engineering), Engineering School of São Carlos, São Paulo University, São Carlos, 1998.
- [62] Giordano L., slides del corso di “*Teoria e Progetto delle Strutture in cemento armato e cemento armato precompresso*”, Ingegneria civile, Politecnico di Torino, a.a. 2018-2019.
- [63] ACI Committe, “*Building code requirements for structural concrete*”, Published online 2014.
- [64] Lu, W. Y. , Lin, I. J., Hwang, S. J., & Lin, Y. H, “*Shear strength of high-strength concrete dapped-end Beams*”, *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, 26(5), 2003.
- [65] Golden J., Gomes E., Roy A., Su Y., “*De La Concorde Overpass Bridge Collaps: Analysis of a Historical Failure*”, University of California, 2018.
- [66] Mitchell D., Marchand J., Croteau P., Cook W., “*Concorde Overpass Collapse: Structural Aspects*”, Technical paper, 2011.
- [67] Johnson P.M., et al. “*Commission of inquiry into the collapse of a portion of the de la Concorde overpass*”, Report, 2007.

- [68] Quadri A.I., Fujiyama C., “*Response of reinforced concrete Dapped-end beams exhibiting bond deterioration subjected to static and cyclic loading*”, Journal of Advanced Concrete Technology, 2021.
- [69] Marano G. C., Quaranta G., Mezzina M., “*Fuzzy time-dependent reliability analysis of RC beams subject to pitting corrosion*”, Journal of Materials in Civil Engineering, 2008.
- [70] Xercavins P., Demarthe D., Shushkewich K., “*Eugene Freyssinet-The invention of prestressed concrete and precast segmental construction*”, Eugène Freyssinet website, 2008.
- [71] Aimone F. Jelmoni, “*L'Autostrada del Sole*”, Le Strade anno XXXVI n. 6, Milano, 1956, pp. 241-247.
- [72] Sito web: <https://autostradadelsole.wixsite.com/ponti>.
- [73] Camomilla G., “*Le strade italiane del XX secolo, dalla ruota alla strada di qualità ed al mobility manager*”, INGENIO-web, 2018.
- [74] Z. Bažant, B. Oh, “*Crack Band Theory for Fracture of Concrete, Bordas-Dunod*”, URL [http:// books.google.it/booksid=x9citwAACAAJ](http://books.google.it/booksid=x9citwAACAAJ), 1983.
- [75] J. Oliver, “*A consistent characteristic length for smeared cracking models*”, International Journal for Numerical Methods in Engineering 28 (2) (1989) 461–474.
- [76] K. J. Bathe, “*Finite Element Procedures*”, Prentice-Hall Inc., New York, 1996.
- [77] Pandolfi A., “*Analisi non lineari di strutture con il metodo degli Elementi Finiti*”, Tesi di dottorato, Politecnico di Milano, 2003.

- [78] Andrade, C.; Alonso, C.; Garcia, D.; and Rodriguez, J., “*Remaining Lifetime of Reinforced Concrete Structures: Effect of Corrosion in the Mechanical Properties of the Steel*” Life Prediction of Corrodible Structures, NACE, Cambridge, UK, Sept. 1991, pp. 12/1-12/11.
- [79] Desnerck P., Lees M., Valerio P., Loudon N., Morley C., “*Inspection of RC half-joint bridges in England: analysis of current practice*”, Proceedings of Institution of Civil Engineers – Bridge Engineering, <https://doi/10.1680/jbren.18.00004>.
- [80] Nicholson T. “*Design and construction of A34 Wolvercote highway viaduct replacement*”, UK, Bridg Eng 2014; 167:122-30.
- [81] Smith D., “*Refurbishment of the old Medway bridge*”, UK Proc ICE-Bridge Eng, 2005; 158:129-39.
- [82] Dalla premessa alla relazione di calcolo scritta da Sergio Musmeci, “*L’opera d’arte di Potenza. Il ponte di Sergio Musmeci*”, Ordine degli Ingegneri della provincia di Potenza e Consiglio Nazionale degli Ingegneri, progetto editoriale effenove s.r.l.s, 2017.
- [83] L. Coppola, “*Concretum*”, McGraw Hill, Milano, 2007.
- [84] Palsson, R., and Mirza, M. S., “*Mechanical Response of Corroded Steel Reinforcement of Abandoned Concrete Bridge*”, ACI Structural Journal, V. 99, No. 2, Mar.-Apr. 2002, pp. 157-162.
- [85] Castel, A.; Francois, R.; and Airliguie, G., “*Mechanical Behaviour of Corroded Reinforced Concrete Beams—Part 1: Experimental Study of Corroded Beams*”, Materials and Structures, V. 33, Nov. 2000, pp. 539-544.

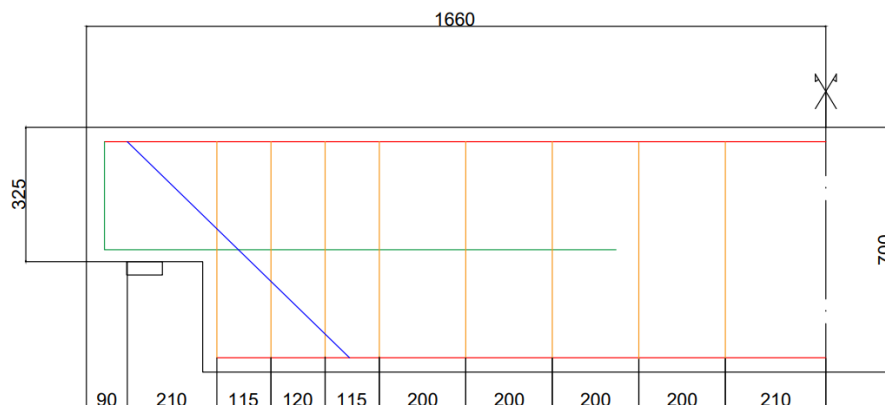


- [86] Maslehuddin, M.; Allam, I. M.; Al-Sulaimani, G. J.; Al-Mana, A. I.; and Abduijauwad, S. N., “*Effect of Rusting of Reinforcing Steel on Its Mechanical Properties and Bond with Concrete*”, ACI Materials Journal, V. 87, No. 5, Sept.-Oct. 1990, pp. 496-502.
- [87] Allam, I. M.; Maslehuddin, M.; Saricimen, H.; and Al-Mana, A. I., “*Influence of Atmospheric Corrosion on the Mechanical Properties of Reinforcing Steel*”, Construction & Building Materials, V. 8, No. 1, 1994, pp. 35-41.
- [88] Morinaga, S., “*Remaining Life of Reinforced Concrete Structures after Corrosion Cracking*”, Durability of Building Materials and Components, C. Sjostrom, ed., E&FN Spon, London, 1996, pp. 127-137.
- [89] Clark, L. A., and Saifullah, M., “*Effect of Corrosion Rate on the Bond Strength of Corroded Reinforcement*”, Corrosion and Corrosion Protection of Steel in Concrete, R. N. Swamy, ed., Sheffield Academic Press, Sheffield, 1994, pp. 591-602.
- [90] Lee, H. S.; Tomosawa, F.; and Noguchi, T., “*Effect of Rebar Corrosion on the Structural Performance of Singly Reinforced Beams*”, Durability of Building Materials and Components, V. 7., C. Sjostrom, ed., E&FN Spon, London, 1996, pp. 571-580.
- [91] Desnerck P., Lees M., “*Impact of material deterioration on the strength of reinforced concrete half joint structures*”, Conference paper, IABSE Symposium Report, 2015.

# APPENDICE

## A.5.2. Sella Gerber di laboratorio

### › Geometria del giunto



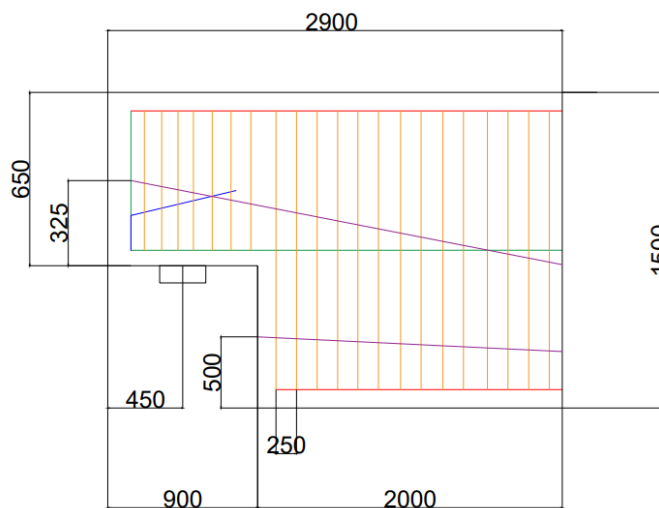
<b>Altezza della trave</b>	700	mm
<b>Altezza della risega</b>	325	mm
<b>Lunghezza della risega</b>	260	mm
<b>Copriferro</b>	25	mm
<b>Altezza appoggio</b>	30	mm
<b>Dimensione appoggio</b>	140	mm

### › Caratteristiche materiali

<b>Calcestruzzo C 30/37</b>			<b>Acciaio ordinario</b>		
$f_{ck}$	30	MPa	$f_y(1)$	539	MPa
$f_{cd}$	17	MPa	$f_y(2)$	529	MPa

### A.5.3. Sella Gerber del viadotto esistente

› Geometria del giunto



<b>Altezza del giunto</b>	1500	mm
<b>Altezza della risega</b>	650	mm
<b>Lunghezza della risega</b>	900	mm
<b>Copriferro</b>	25	mm
<b>Altezza appoggio</b>	30	mm
<b>Dimensione appoggi (n.5)</b>	140	mm

› Caratteristiche dei materiali

<b>Calcestruzzo C 35/45</b>			<b>Acciaio ordinario FeB44K</b>			<b>Acciaio armonico</b>		
$f_{ck}$	35	MPa	$f_y$	430	MPa	$f_y$	1620	MPa
$f_{cd}$	19.8	MPa	$f_p$	540	MPa	$f_p$	1800	MPa