

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



### INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

LINEA A.V. /A.C. TORINO – VENEZIA      Tratta MILANO – VERONA  
Lotto funzionale Brescia-Verona

### PROGETTO ESECUTIVO

GA22 - GALLERIA ARTIFICIALE IC VR MERCI B. P.  
DA PK 1+628.179 A PK 1+943.927

### RELAZIONE DI VERIFICA RESISTENZA A FUOCO

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI
Consorzio <b>Cepav due</b> Consorzio Cepav due Il Direttore del Consorzio <i>(Ing. T. Taranta)</i> Data: _____	Valido per costruzione Data: _____

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC	OPERA/DISCIPLINA	PROGR	REV
I N O R	1 1	E	E 2	R O	G A 2 2 0 0	0 0 3	A

PROGETTAZIONE							
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista	Data
A	Emissione	GUILARTE	22/10/18	AIELLO	22/10/18		22/10/18
B							
C							

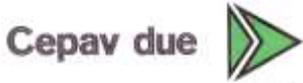


CIG. 751447334A      File: ANOR1TEE2ROGA2200003A\_02.docx



CUP: F81H9100000008

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



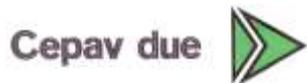
Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 RO GA22 00 003Rev.  
AFoglio  
2 di 48**INDICE**

1.	INTRODUZIONE .....	5
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	6
2.1	CONSIDERAZIONI SU ASPETTI NORMATIVI.....	7
3.	CRITERI DI CALCOLO .....	10
3.1	COMBINAZIONI DI CARICO .....	10
3.1.1	<i>Combinazioni per la verifica allo SLU</i> .....	10
3.1.2	<i>Combinazioni per la verifica allo SLE</i> .....	10
4.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	11
4.1	CALCESTRUZZO PER MAGRONE.....	11
4.2	CALCESTRUZZO .....	11
4.3	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO .....	11
4.4	DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI .....	12
4.5	COPRIFERRO MINIMO E COPRIFERRO NOMINALE .....	12
5.	PARAMETRI GEOTECNICI .....	13
6.	VERIFICA AL FUOCO .....	14
6.1	METODOLOGIA DI CALCOLO .....	14
6.2	PROPRIETÀ MECCANICHE A CALDO .....	16
6.2.1	<i>Calcestruzzo (aggregati silicei)</i> .....	16
6.2.2	<i>Acciaio per armatura</i> .....	17
6.2.3	<i>Proprietà termiche</i> .....	18
6.3	SPALLING.....	18
7.	GEOMETRIA DELLA STRUTTURA .....	20
8.	MODELLAZIONE STRUTTURALE.....	21
8.1	CODICE DI CALCOLO .....	21
8.2	CONDIZIONI AL CONTORNO E CARICHI A FREDDO.....	21
8.3	MODELLO STRUTTURALE .....	21
8.3.1	<i>Modello in assenza di spalling</i> .....	21

8.3.2	Modello in presenza di spalling .....	22
8.4	CARICHI D'INCENDIO (FASE 1 DI CALCOLO) .....	23
9.	COMBINAZIONE DEI CARICHI .....	27
9.1	CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE .....	27
10.	ANALISI IN ASSENZA DI SPALLING .....	28
10.1	ANALISI IN CONDIZIONI ELASTICHE E LINEARI (FASE 2 DI CALCOLO) .....	28
10.1.1	Andamento delle tensioni .....	28
10.1.2	Sollecitazioni nelle sezioni significative .....	29
10.1.3	Verifiche strutturali (Fase 3 di calcolo) .....	30
1.1.1.1	Piedritto Incastro Inferiore – Verifica a pressoflessione .....	30
1.1.1.2	Piedritto elevazione – Verifica a pressoflessione .....	31
1.1.1.3	Soletta superiore – Verifica a pressoflessione .....	32
10.2	ANALISI NON LINEARE CON FORMAZIONE DI CERNIERE PLASTICHE (FASE 4 DI CALCOLO) .....	33
10.2.1	Andamento delle tensioni .....	33
10.2.2	Sollecitazioni nelle sezioni significative .....	34
10.2.3	Verifiche strutturali (Fase 5 di calcolo) .....	35
1.1.1.4	Piedritto Incastro Inferiore – Verifica a pressoflessione .....	35
1.1.1.5	Piedritto elevazione – Verifica a pressoflessione .....	36
1.1.1.6	Soletta superiore – Verifica a pressoflessione .....	37
11.	ANALISI IN PRESENZA DI SPALLING .....	38
11.1	ANALISI IN CONDIZIONI ELASTICHE E LINEARI (FASE 2 DI CALCOLO) .....	38
11.1.1	Andamento delle tensioni .....	38
11.1.2	Sollecitazioni nelle sezioni significative .....	39
11.1.3	Verifiche strutturali (Fase 3 di calcolo) .....	40
1.1.1.7	Piedritto Incastro Inferiore – Verifica a pressoflessione .....	40
1.1.1.8	Piedritto elevazione – Verifica a pressoflessione .....	41
1.1.1.9	Soletta superiore – Verifica a pressoflessione .....	42
11.2	ANALISI NON LINEARE CON FORMAZIONE DI CERNIERE PLASTICHE (FASE 4 DI CALCOLO) .....	43
11.2.1	Andamento delle tensioni .....	43
11.2.2	Sollecitazioni nelle sezioni significative .....	44
11.2.3	Verifiche strutturali (Fase 5 di calcolo) .....	45

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 RO GA22 00 003	Rev. A	Foglio 4 di 48
---------	------------------	-------------	---	-----------	-------------------

1.1.1.10	Piedritto Incastro Inferiore – Verifica a pressoflessione .....	45
1.1.1.11	Piedritto elevazione – Verifica a pressoflessione .....	46
1.1.1.12	Soletta superiore – Verifica a pressoflessione .....	47

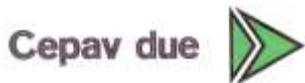
12.	RIFERIMENTI .....	48
-----	-------------------	----

12.1	DOCUMENTI REFERENZIATI .....	48
------	------------------------------	----

12.2	DOCUMENTI CORRELATI .....	48
------	---------------------------	----

12.3	DOCUMENTI SUPERATI .....	48
------	--------------------------	----

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 RO GA22 00 003

Rev.  
A

Foglio  
5 di 48

## 1. INTRODUZIONE

La presente relazione è relativa al calcolo della galleria artificiale facente parte dell'opera denominata "GA22 - GALLERIA ARTIFICIALE IC VR MERCI B.P.", ubicata dal km 1+628.179 al km 1+943.926 del binario pari della linea di interconnessione, con uno sviluppo complessivo pari a 315.75m.

L'opera è realizzata mediante scatolari in c.a. gettati in opera a singola canna e a singolo binario.

Lo scatolare presenta larghezza interna costante pari a 6.20m e altezza variabile da un min. di 8.20m ad un max. di 8.75m. I conci presentano soletta superiore e piedritti di spessore 80cm e soletta inferiore di spessore 90cm ad eccezione dei conci posti in corrispondenza dell'intersezione con la linea AV/AC e con la linea ferroviaria storica che presentano tutti gli elementi strutturali di spessore 120cm.

Il ricoprimento degli scatolari è variabile da 1.00 a 1.60m, diventa pari a 2.60m in corrispondenza dell'intersezione con la linea AV/AC mentre diventa pari a 2.20m in corrispondenza dell'intersezione con la linea ferroviaria storica.

Per quanto riguarda le geometrie strutturali e il dimensionamento dell'opera in oggetto in assenza delle azioni dovute all'incendio, l'inquadramento geologico/geotecnico, e quanto non contenuto nel seguito, si rimanda alle relative relazioni di calcolo Ref [2] e Ref [3].

Considerando le caratteristiche geometriche dei manufatti e il carico permanente gravante su di essi, si ritiene che la verifica a carico di incendio risulti maggiormente gravosa sulla sezione tipo 1 che presenta un ricoprimento (carico permanente) maggiore rispetto alla sezione di calcolo tipo 2 e spessori strutturali notevolmente inferiori rispetto alla sezione di calcolo tipo 3.

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche di una struttura interrata con le aggiunte delle azioni di tipo ferroviario, con applicazione della Normativa sui ponti ferroviari D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni.

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Legge 05.11.1971 n. 1086 "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"
- UNI EN 11104 luglio 2016 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1;
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1:Regole generali e regole per edifici”;
- UNI EN 1992-1-2 aprile 2005 (EC2 “Progettazione strutturale contro l’incendio”) “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l’incendio”
- UNI EN 1998-5 gennaio 2005 (EC8) “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica– Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”
- Regolamento U.E. nr. 1303/2014 della commissione del 18 novembre 2014 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità concernente la «sicurezza nelle gallerie ferroviarie» del sistema ferroviario dell'Unione europea (norma STI)
- D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 Istruzione per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
- Manuale di Progettazione delle Opere Civili. Parte II – Sezione 4 – Gallerie (RFI DTC SI GA MA IFS 001 A). Emissione 30/12/2016;
- Manuale di Progettazione delle Opere Civili. Parte II – Sezione 3 – Corpo Stradale (RFI DTC SI CS MA IFS 001 A). Emissione 30/12/2016;
- Manuale di Progettazione delle Opere Civili. Parte II – Sezione 6 – Sagome e Profilo minimo degli ostacoli (RFI DTC SI CS MA IFS 003 A). Emissione 30/12/2016;
- Manuale di Progettazione delle Opere Civili. Parte II – Sezione 2 – Ponti e strutture (RFI DTC SI PS MA IFS 001 A). Emissione 30/12/2016;
- “Criteri per il dimensionamento e verifiche delle gallerie artificiali D.M. 2008” rev. 01 del 26.01.2017 – ITALFERR U.O. Gallerie
- Decreto Interministeriale 28/10/2005 ”Sicurezza nelle gallerie ferroviarie”.

## 2.1 Considerazioni su aspetti normativi

Si riportano di seguito le considerazioni esposte al p.to 4.9.2 nel Manuale di Progettazione delle opere civili, Parte II – Sezione 4 – Gallerie.

*Si riportano a seguire alcune considerazioni sulla differente impostazione attualmente riscontrabile nella normativa di settore, a livello nazionale ed europeo.*

*Mentre infatti la più datata normativa nazionale (DM 28/10/2005) richiede il soddisfacimento di condizioni deterministiche, imponendo alle strutture delle gallerie ferroviarie caratteristiche di resistenza al fuoco non inferiori a R120, da valutare con la curva di incendio 11076 (RWS), a livello europeo la più recente incarnazione delle Specifiche tecniche di interoperabilità (STI SRT - Reg. UE n. 1303/2014) sposta l'attenzione sugli scenari di evacuazione e di emergenza, commisurando a questi le caratteristiche di resistenza al fuoco dei tunnel ferroviari.*

*Anche i campi di applicazione delle due norme non risultano direttamente sovrapponibili; infatti il DM 28-10-2005 si applica a tutte le gallerie di lunghezza superiore ai 2 km, mentre le STI SRT 2014 fanno riferimento solo a gallerie nuove e ristrutturate, di lunghezza superiore a 100 metri.*

*Nelle more di una compiuta armonizzazione della normativa di settore nazionale e sovranazionale, la legge 27/2012 ha stabilito che non possono essere applicati alla progettazione e costruzione delle nuove infrastrutture ferroviarie nazionali parametri e standard tecnici e funzionali più stringenti rispetto a quelli previsti dagli accordi e dalle norme dell'Unione Europea.*

*Ciò premesso, nel prosieguo si farà riferimento soprattutto alle indicazioni contenute nel più recente disposto normativo delle STI SRT 2014, ritenuto ad oggi il principale riferimento disponibile. Per il requisito di resistenza al fuoco essa richiede, al p.to 4.2.1.2, il rispetto di due principali condizioni riferite esclusivamente alla salvaguardia delle vite umane:*

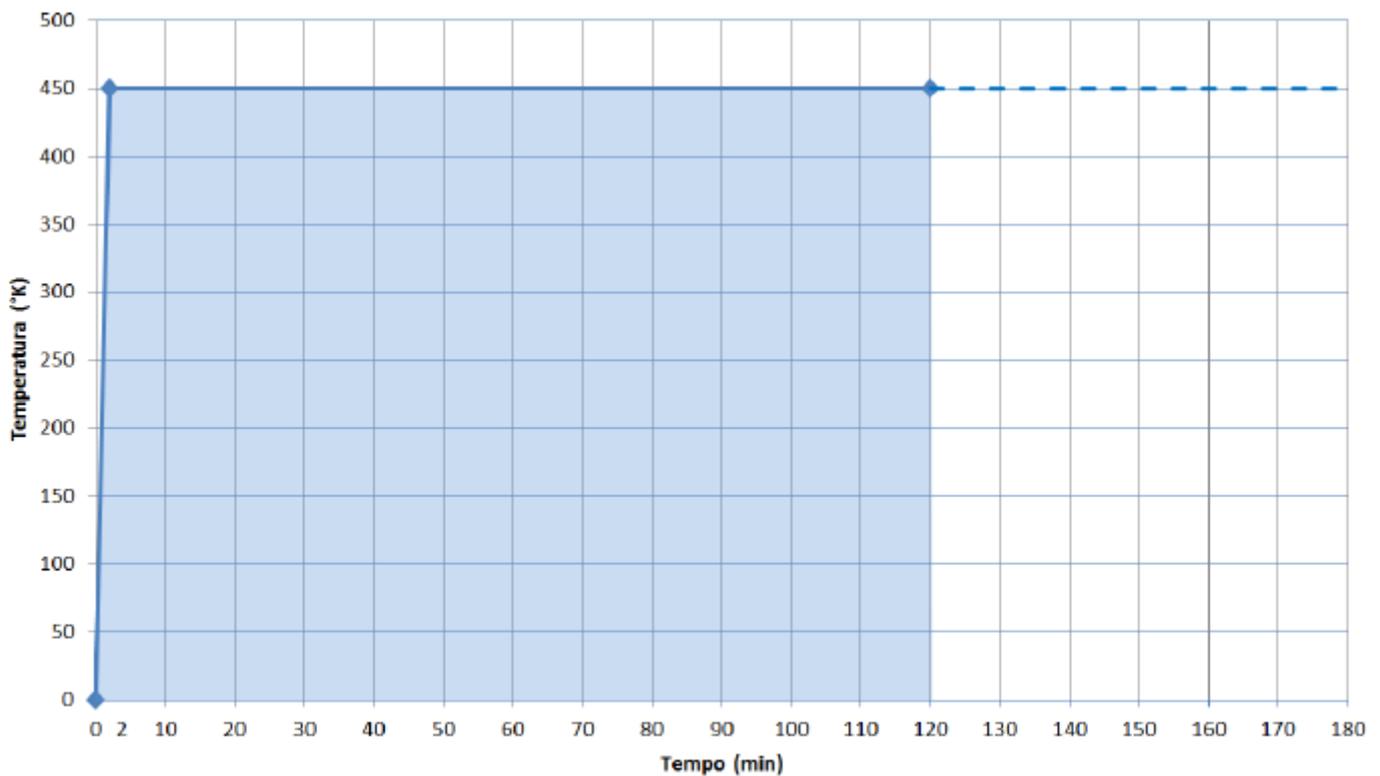
- a) *“l'integrità del rivestimento definitivo deve mantenersi (punto 6.2.7.2 - ‘a una temperatura di 450°C a livello del soffitto’) per un periodo di tempo sufficientemente lungo da consentire l'autosoccorso e l'evacuazione dei passeggeri e del personale, nonché l'intervento delle squadre di emergenza. Tale periodo di tempo deve essere conforme agli scenari di evacuazione considerati e essere indicato nel piano di emergenza.”*
- b) *“Nel caso di gallerie sommerse o di gallerie che possano causare il cedimento di importanti significative strutture adiacenti, la struttura principale della galleria deve resistere alla temperatura dell'incendio (‘conformemente a un'idonea curva di incendio scelta dal richiedente’) per un periodo di tempo sufficiente a consentire l'evacuazione delle zone a rischio della galleria e delle strutture adiacenti. Tale periodo di tempo deve essere indicato nel piano di emergenza.”*

*Si nota che, a differenza di quanto riportato nel DM 28-10-2005 dove curva di incendio e durata del cemento termico sono prefissati, tali parametri non sono stabiliti univocamente.*

*E', quindi, compito del progettista definire la curva di incendio tempo-Temperatura ed ‘il periodo di tempo’ da considerare nelle verifiche, che dovrà essere calibrato in funzione dello scenario di evacuazione e riportato nel piano di emergenza.*

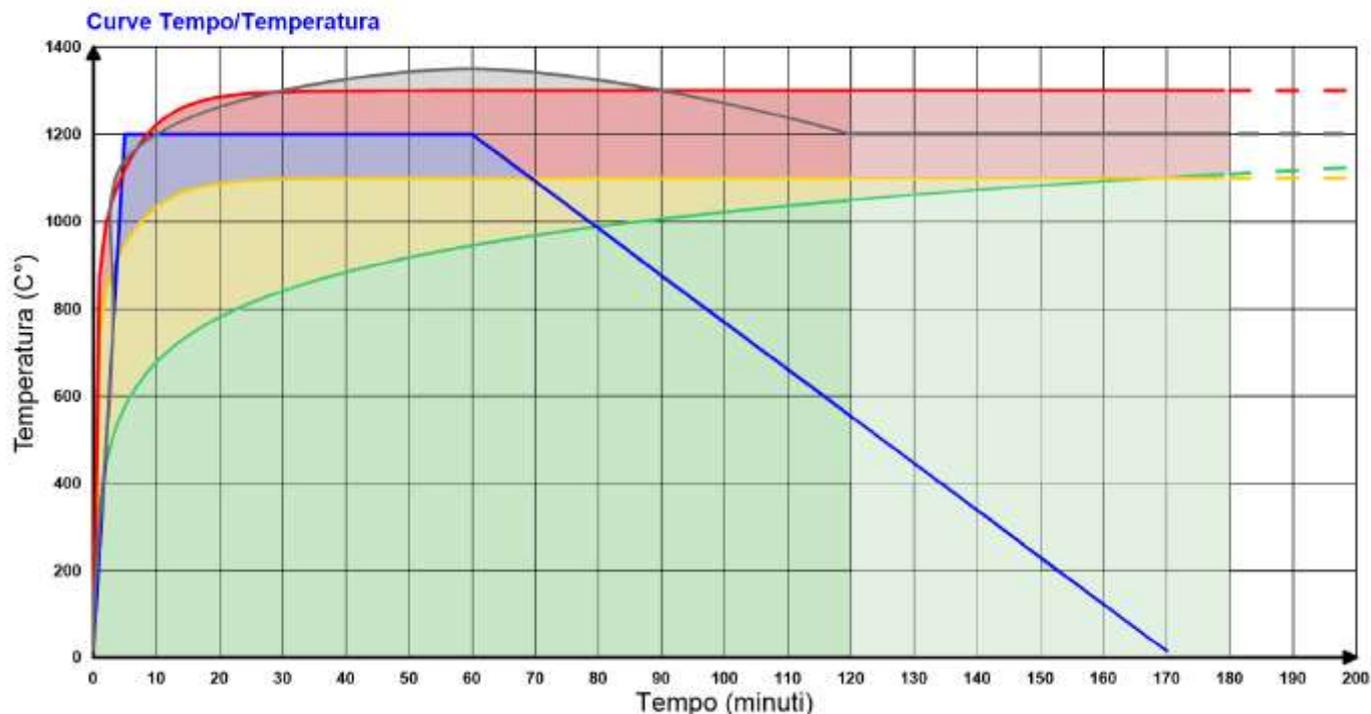
In particolare:

- per tutte le gallerie ricadenti nel caso a) risulta plausibile ipotizzare (con riferimento anche a norme di altri stati europei) che la soglia di temperatura indicata ( $450^{\circ}\text{C}$ ) venga utilizzata, solo ai fini della valutazione dell'integrità del rivestimento, salvaguardando quindi l'esodo dei passeggeri e l'intervento delle squadre di soccorso. Pertanto la verifica delle strutture della galleria deve essere eseguita con una curva di incendio tempo-Temperatura che avrà il tratto iniziale con pendenza pari e/o simile alle curve nominali, di cui alla successiva Figura 4.9.2.2 - Principali curve di incendio nominali, fino a  $450^{\circ}\text{C}$  per poi rimanere costante a tale temperatura per tutta la durata di verifica, fissata generalmente in 120 minuti a meno che dal piano di emergenza della galleria emergano differenti indicazioni.



**Figura 4.9.2.1 – Curva di incendio per le gallerie ricadenti nel caso “a”**

- per tutte le gallerie ricadenti nel caso b) la norma consente di verificare la resistenza delle strutture con una curva di incendio tempo-Temperatura idonea, scelta caso per caso in ragione dello scenario di incendio specifico. Tale verifica andrà condotta per una durata generalmente pari a 120 minuti, a meno che dal piano di emergenza e coordinamento della galleria emergano differenti indicazioni.



Curva ISO 834 Curve HC (NTC 2008) Curva Eureka (STI SRT 2007) Curva HCM (C.I. 2000-63) Curva RWS (DM 28-10-2005)

*Per le gallerie ferroviarie, salvo indicazione specifiche, si adatterà la curva nominale RWS (DM 28 ottobre 2005).*

In considerazione di quanto sopra riportato, si ritiene che le gallerie oggetto di analisi ricadano nel caso "b", in quanto il crollo delle strutture può causare il cedimento del terreno soprastante e delle strutture / infrastrutture poste in adiacenza della galleria, tra cui il rilevato dell'Autostrada A4 Torino-Trieste.

L'analisi e le verifiche strutturali saranno pertanto sviluppate considerando quanto previsto per il caso "b", e adottando la curva nominale RWS.

### 3. CRITERI DI CALCOLO

In ottemperanza al D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

#### 3.1 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 delle NT.

Per la verifica delle azioni eccezionali, si applica la sola “Combinazione eccezionale”

##### 3.1.1 *Combinazioni per la verifica allo SLU*

Gli stati limite ultimi delle opere interrato si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

Le combinazioni di carico vengono effettuate adottando i gruppi di azioni indicati in tabella 5.2.IV delle N.T.C. con i coefficienti parziali di sicurezza ferroviari indicati in tabella 5.2.V e i coefficienti di combinazione dei carichi ferroviari della tabella 5.2.VI, presenti al capitolo 5.2.3.3.1 delle N.T.C.; per quanto riguarda i coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno, si fa riferimento alla tabella 6.2.II delle N.T.C.

Ai fini delle verifiche degli stati limiti ultimi per condizioni eccezionali di carico, si definisce la seguente combinazione delle azioni:

Combinazione eccezionale:

$$G_1 + G_2 + A_d + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Con  $A_d$  azione eccezionale di progetto.

##### 3.1.2 *Combinazioni per la verifica allo SLE*

Nel caso delle verifiche in caso di incendio, trattandosi di uno stato limite ultimo della struttura, non vengono prese in considerazione combinazioni agli SLE.

#### 4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei sottoelencati materiali.

##### 4.1 Calcestruzzo per magrone

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe Rck 15.

##### 4.2 Calcestruzzo

Per la realizzazione dei piedritti e delle solette dello scatolare, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza C30/37 (Rck  $\geq 37$  N/mm<sup>2</sup>) che presenta le seguenti caratteristiche:

- Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)  $\rightarrow f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 30.71$  N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza media a compressione  $\rightarrow f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38.71$  N/mm<sup>2</sup>
- Modulo elastico  $\rightarrow E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33019$  N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza di calcolo a compressione  $\rightarrow f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5 = 17.40$  N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza a trazione media  $\rightarrow f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 2.94$  N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza a trazione  $\rightarrow f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.059$  N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza a trazione di calcolo  $\rightarrow f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.373$  N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza a compressione (comb. Rara)  $\rightarrow \sigma_c = 0.55 \times f_{ck} = 16.89$  N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)  $\rightarrow \sigma_c = 0.40 \times f_{ck} = 12.28$  N/mm<sup>2</sup>

##### 4.3 Acciaio per cemento armato

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C saldabile, controllato in stabilimento e che presentano le seguenti caratteristiche:

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento $f_y$	$\geq 450$ MPa
Limite di rottura $f_t$	$\geq 540$ MPa
Allungamento totale al carico massimo $A_{gt}$	$\geq 7.5\%$
Rapporto $f_t/f_y$	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_{y \text{ misurato}}/ f_{y \text{ nom}}$	$\leq 1,25$

- Tensione di snervamento caratteristica  $\rightarrow f_{yk} \geq 450$  N/mm<sup>2</sup>
- Tensione caratteristica a rottura  $\rightarrow f_{tk} \geq 540$  N/mm<sup>2</sup>
- Tensione in condizione di esercizio (comb. Rara)  $\rightarrow \sigma_s = 0.80 * f_{yk} = 360.00$  N/mm<sup>2</sup>
- Fattore di sicurezza acciaio  $\rightarrow \gamma_s = 1.15$
- Resistenza a trazione di calcolo  $\rightarrow f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.30$  N/mm<sup>2</sup>

#### 4.4 Durabilità e prescrizioni sui materiali

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2016.

Per le opere della presente relazione si adotta quanto segue:

<u>Fondazione</u>	CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC2
<u>Elevazione</u>	CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC2

#### 4.5 Copriferro minimo e copriferro nominale

Al fine di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale  $c_{nom}$  è somma di due contributi, il copriferro minimo  $c_{min}$  e la tolleranza di posizionamento  $h$ . Vale pertanto:  $c_{nom} = c_{min} + h$ . Considerate le condizioni ambientali dell'opera e le classi di resistenza del calcestruzzo, si adotta un copriferro nominale pari a  $c_{nom} = 40$  mm per la fondazione e per l'elevazione dello scatolare.

## 5. PARAMETRI GEOTECNICI

I parametri geotecnici caratteristici impiegati per caratterizzare i materiali da reinterro, sono:

*Materiali da reinterro a tergo dello scatolare:*

- $\Phi'_k = 35^\circ$
- $\gamma_m = 20 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$

Il coefficiente di spinta a riposo corrispondente è pari a  $k_0 = 0.426$ .

Per quanto riguarda le caratteristiche geotecniche del terreno in situ, si rimanda allo specifico documento Rif. [2].

## 6. VERIFICA AL FUOCO

Nel seguente capitolo vengono presentati i risultati di verifica di resistenza al fuoco per le gallerie oggetto di tale progetto definitivo.

### 6.1 Metodologia di calcolo

Le verifiche al fuoco sono state condotte in modo da tenere in conto dell'effetto delle coazioni interne agenti sui rivestimenti definitivi delle gallerie in oggetto in caso di incendio (sollecitazioni "a caldo") e della resistenza "a caldo" dei materiali impiegati.

Per poter cogliere il corretto stato sollecitativo, l'analisi delle sollecitazioni è stata eseguita con il software agli elementi finiti SAP200, mentre per le successive verifiche sezionali "a caldo" è stato utilizzato il software CPI Win REI C.A. sviluppato da Namirial S.p.A.

La verifica è stata articolata nelle fasi descritte di seguito ed è stata sviluppata sia in presenza che in assenza del fenomeno di spalling.

### FASE 1 – Calcolo delle temperature degli elementi strutturali in fase di incendio

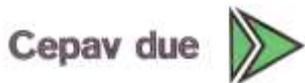
Per la determinazione delle sollecitazioni strutturali dovute al riscaldamento della parete interna della galleria durante l'incendio, sono state determinate le mappe termiche di temperatura delle sezioni strutturali sottoposte al carico di incendio modellato mediante la curva RWS limitata ad un tempo di 120minuti.



Curva temperatura tempo per tunnel

Tempo min	Curva tunnel °C
0	20
5	1140
10	1200
15	1235
20	1270
25	1290
30	1300
35	1312
40	1320
45	1330
50	1340
55	1345
60	1350
65	1345
70	1340
75	1330
80	1320
85	1312
90	1300
95	1290
100	1270
105	1250
110	1230
115	1215
120	1200

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 RO GA22 00 003

Rev.  
A

Foglio  
15 di 48

### **FASE 2 – Determinazione delle sollecitazioni strutturali**

Le sollecitazioni strutturali sono determinate mediante l'impiego di un modello bidimensionale agli elementi finiti che schematizza una porzione di galleria di lunghezza unitaria.

Per poter cogliere l'effetto della distribuzione della temperatura in fase di incendio, la sezione strutturale in c.a. è modellata mediante l'impiego di elementi finiti di tipo *shell*, con un infittimento della maglia verso il bordo interno della galleria.

La modellazione dello spessore della sezione delle pareti consente inoltre di tenere in considerazione anche la variazione di modulo elastico lungo lo spessore in funzione della temperatura.

Le condizioni al contorno e i carichi statici permanenti dovuti al peso proprio e ai carichi portati sono determinati assumendo considerazioni analoghe a quelle assunte per il calcolo statico e sismico delle WBS in oggetto, e pertanto per ulteriori dettagli si rimanda alle relative relazioni di calcolo.

### **FASE 3 – Verifica delle sezioni a caldo**

Le sollecitazioni determinate in Fase 2 sono impiegate per le verifiche strutturali delle sezioni soggette a carico d'incendio, effettuate con il software CPI Win REI CA al fine di verificare il rapporto tra momento sollecitante e momento resistente ridotto per effetto del riscaldamento della sezione in c.a. e delle armature.

Il software consente di analizzare l'effetto di una curva d'incendio agente sui lati di una generica sezione in calcestruzzo. La diffusione del calore all'interno del materiale è valutata attraverso un'analisi non lineare agli elementi finiti considerando i fenomeni di conduzione, convezione ed irraggiamento.

Durante una prima fase il programma valuta la distribuzione del calore per differenti step temporali definiti dall'utente. Successivamente, valuta la resistenza della sezione nei vari intervalli di tempo considerando la riduzione delle proprietà meccaniche dei materiali.

In questo modo è possibile calcolare la riduzione del dominio di resistenza M-N.

### **FASE 4 – Variazione dello schema statico di calcolo con l'inserimento di eventuali cerniere plastiche**

Nel caso in cui in una o più sezioni strutturali il momento sollecitante dovesse risultare superiore a quello resistente, si ha la formazione di una cerniera plastica localizzata e conseguente redistribuzione dei carichi.

In tal caso, in corrispondenza delle sezioni non verificate verrà inserito nel modello una discontinuità strutturale che consente di trasferire per intero le azioni di taglio ed azione assiale mentre risulta limitata al trasferimento del momento, in funzione del momento resistente della sezione.

In tal caso risulta necessario svolgere un'analisi strutturale di tipo non lineare al fine di determinare le sollecitazioni agenti nelle varie sezioni.

L'analisi con cerniere plastiche prevede anche che venga di volta in volta effettuato un controllo sul numero e sulla posizione delle cerniere in modo tale da evitare che si formino dei cinematismi strutturali di tipo ipostatico che comportino il collasso strutturale per labilità.

## **FASE 5 – Verifica delle sezioni a caldo**

Le sollecitazioni determinate nella fase 4 vengono verificate nuovamente analogamente a quanto svolto in fase 3. Nel caso in cui si verificasse il superamento del momento resistente di qualche altra sezione, si procederà all'inserimento di eventuali ulteriori cerniere plastiche.

### **6.2 Proprietà meccaniche a caldo**

Per quanto riguarda le proprietà meccaniche a caldo dei materiali, si fa riferimento ai paragrafi 3.2.2 e 3.2.3 dell'UNI EN 1992-1-2 (2005). Nelle tabelle e figure sottostanti sono riportati i principali valori dei parametri meccanici del calcestruzzo compresso e dell'acciaio, in funzione della variazione della temperatura del materiale stesso.

#### **6.2.1 Calcestruzzo (aggregati silicei)**

Per quanto concerne le proprietà meccaniche del calcestruzzo, è stato fatto riferimento alla tipologia a peso normale con aggregati di tipo silicei.

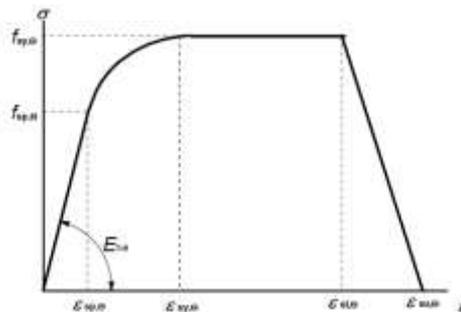
Concrete	Aggregati silicei		
temp.θ	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$E_{c1,\theta}$	$E_{cu1,\theta}$
[°C]	[-]	[-]	[-]
1	2	3	4
20	1.00	0.0025	0.0200
100	1.00	0.0040	0.0225
200	0.95	0.0055	0.0250
300	0.85	0.0070	0.0275
400	0.75	0.0100	0.0300
500	0.60	0.0150	0.0325
600	0.45	0.0250	0.0350
700	0.30	0.0250	0.0375
800	0.15	0.0250	0.0400
900	0.08	0.0250	0.0425
1000	0.04	0.0250	0.0450
1100	0.01	0.0250	0.0475
1200	0.00	-	-

Per ciò che concerne la valutazione del modulo elastico del calcestruzzo  $E_{c,\theta}$ , anch'esso variabile in funzione della temperatura, è stata calcolata una riduzione del valore a partire dal modulo elastico a freddo in funzione del rapporto  $f_{c,\theta} / E_{c1,\theta}$  per i diversi valori di temperatura.

### 6.2.2 Acciaio per armatura

La variazione delle caratteristiche meccaniche dell'acciaio in funzione della temperatura dipendono dal tipo di acciaio e dal tipo di lavorazione. Facendo riferimento al paragrafo 3.2.3 dell'EN 1992-1-2 e considerando un acciaio di tipo N laminato a caldo, nella figura seguente è illustrato il legame costitutivo del materiale mentre i rapporti riduttivi del modulo di elasticità, del limite di proporzionalità e della resistenza massima sono presentati nella seguente tabella:

Steel Temperature $\theta$ [°C]	$f_{sy,\theta} / f_{yk}$		$f_{sp,\theta} / f_{yk}$		$E_{s,\theta} / E_s$	
	hot rolled	cold worked	hot rolled	cold worked	hot rolled	cold worked
1	2	3	4	5	6	7
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	0,96	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,81	0,92	0,90	0,87
300	1,00	1,00	0,61	0,81	0,80	0,72
400	1,00	0,94	0,42	0,63	0,70	0,56
500	0,78	0,67	0,36	0,44	0,60	0,40
600	0,47	0,40	0,18	0,26	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,07	0,08	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,05	0,06	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,04	0,05	0,07	0,05
1000	0,04	0,05	0,02	0,03	0,04	0,03
1100	0,02	0,03	0,01	0,02	0,02	0,02
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00



Range	Stress $\sigma(\epsilon)$	Tangent modulus
$\epsilon \leq \epsilon_{sy,\theta}$	$\sigma = E_{s,\theta} \epsilon$	$E_{s,\theta}$
$\epsilon_{sy,\theta} \leq \epsilon \leq \epsilon_{sp,\theta}$	$f_{yk} - c + (b/a)[a^2 - (\epsilon_{sy,\theta} - \epsilon)^2]^{0.5}$	$\frac{b(\epsilon_{tk} - \epsilon)}{a[a^2 - (\epsilon - \epsilon_{sy,\theta})^2]^{0.5}}$
$\epsilon_{sp,\theta} \leq \epsilon \leq \epsilon_{tk}$	$f_{yk}$	0
$\epsilon_{tk} \leq \epsilon \leq \epsilon_{tk}$	$f_{yk} [1 - (\epsilon - \epsilon_{tk}) / (\epsilon_{tk} - \epsilon_{tk})]$	-
$\epsilon = \epsilon_{tk}$	0,00	-
Parameter <sup>1)</sup>	$a_{sp,\theta} = f_{sp,\theta} / E_{s,\theta}$ $a_{sy,\theta} = 0,02$ $a_{tk,\theta} = 0,15$ $a_{tk,\theta} = 0,20$ Class A reinforcement: $a_{sp,\theta} = 0,05$ $a_{tk,\theta} = 0,10$	
Functions	$a^2 = (a_{sp,\theta} - a_{sy,\theta})(\epsilon_{sp,\theta} - a_{sp,\theta} + c/E_{s,\theta})$ $b^2 = c (a_{tk,\theta} - a_{sp,\theta}) E_{s,\theta} + c^2$ $c = \frac{(f_{tk,\theta} - f_{sp,\theta})^2}{(\epsilon_{tk,\theta} - \epsilon_{sp,\theta}) E_{s,\theta} - 2(f_{tk,\theta} - f_{sp,\theta})}$	

### 6.2.3 Proprietà termiche

Sia per l'esecuzione dell'analisi termo-meccanica che per la verifica sezionale a caldo, è necessario definire le proprietà meccaniche e termiche che governano la propagazione del calore all'interno della sezione.

La presenza delle armature ordinarie all'interno della sezione in c.a. della galleria è stata trascurata ai fini della valutazione della mappatura termica.

Le leggi di variazione in funzione della temperatura della "conducibilità termica", "calore specifico", "densità" e "coefficiente di espansione termica" relative al calcestruzzo con aggregati silicei sono determinate secondo quanto indicato al paragrafo 3.3 dell'UNI EN 1992-1-2 (2005).

Per ciò che concerne la variazione della conducibilità termica, si applica quanto previsto dall'Eurocodice 2-1-2 al p.to 3.3.1.

La variazione del coefficiente in funzione della temperatura, risulta quindi pari a:

- $\alpha(\theta) = (-1.80 \times 10^{-4} + 9 \times 10^{-6} \times \theta + 2.3 \times 10^{-11} \times \theta^3) / \theta$  per  $20 \text{ °C} \leq \theta \leq 700 \text{ °C}$
- $\alpha(\theta) = (140 \times 10^{-3}) / \theta$  per  $700 \text{ °C} < \theta \leq 1200 \text{ °C}$

In ogni caso, non vengono mai assunti valori di  $\alpha$  inferiori a  $10^{-6}$ .

### 6.3 Spalling

Il procedimento sopra esposto andrà percorso anche valutando l'influenza del fenomeno dello spalling sulla risposta strutturale. A tal proposito, infatti, l'Eurocodice 2 [2] (UNI EN 1992-1-2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2 - Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio, Sezione 4 Procedure di progettazione, p.to 4.1 Generalità) richiede che "...il distacco del calcestruzzo deve essere evitato per mezzo di misure appropriate oppure si deve tenere conto della sua influenza sui requisiti prestazionali (R e/o E I)...".

Pertanto, al fine di quantificare l'entità dello spalling da considerare nelle analisi, si potrà far riferimento al criterio sviluppato, per conto di RFI, nel documento "*Considerazioni sul fenomeno dello spalling ai fini dell'esecuzione delle verifiche in condizioni di incendio delle strutture di rivestimento di opere in sotterraneo*" (E. Cartapati - maggio 2012).

Tale criterio, basato su evidenze sperimentali e di incendi realmente avvenuti, che hanno coinvolto strutture prive di accorgimenti nei riguardi del fenomeno dello spalling, definisce che:

- per le strutture non armate la riduzione media di spessore da utilizzare nelle analisi e verifiche può essere valutata pari a 15 cm;
- per le strutture armate la riduzione media di spessore da utilizzare nelle analisi e verifiche è ricavabile dalla formula:  $s = c + \phi_r + \phi_f + i/10$ ;

dove  $c$  è il copriferro e  $i$  l'interasse delle armature di forza;  $\phi_r$  e  $\phi_f$  sono rispettivamente i diametri delle armature di ripartizione (r) e di forza (f).

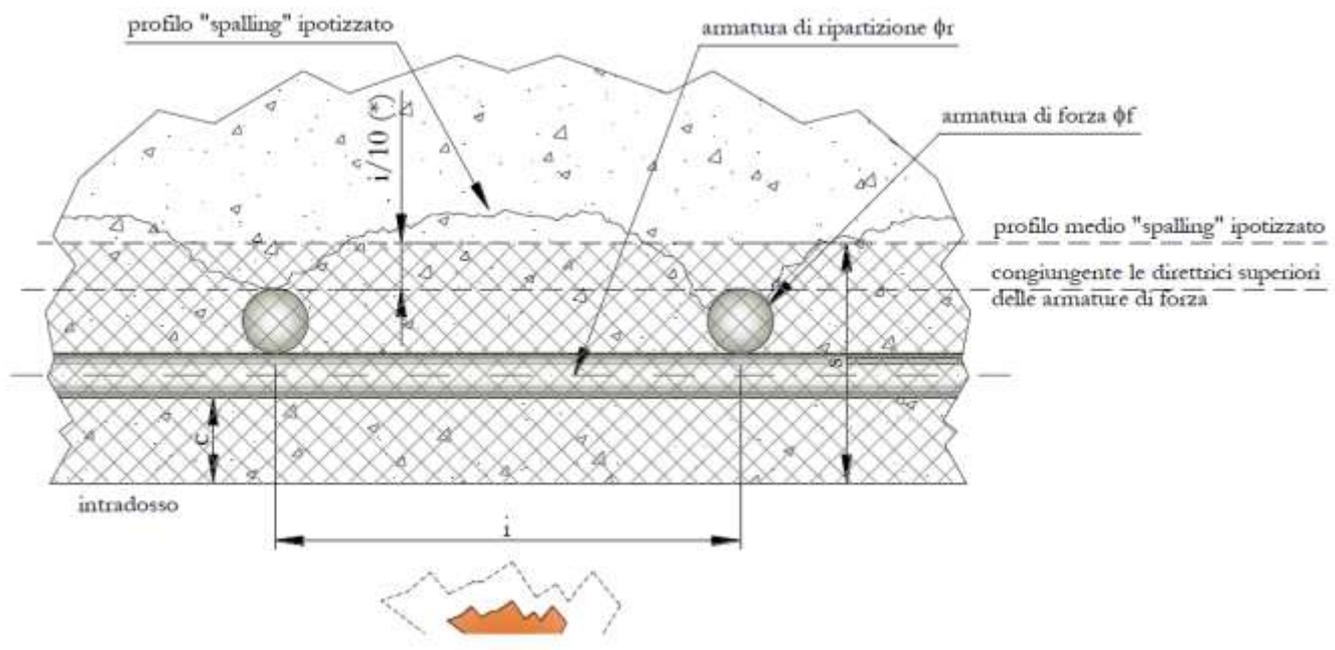
Tale valore è determinato dalla somma di diversi contributi:

- distacco del calcestruzzo per tutto lo spessore del copriferro;

- distacco del calcestruzzo per tutto lo spessore corrispondente all'ingombro delle armature (somma dei diametri dei due ordini di armature: principali e trasversali);
- spessore medio aggiuntivo che tiene conto del possibile distacco di schegge di calcestruzzo non contrastato dalla presenza delle barre di armatura; tale spessore aggiuntivo può essere valutato mediante dell'ordine di  $1/10$  dell'interasse fra le armature principali,

La profondità massima non può essere superiore a quella di sezioni non armate ( $s \leq 150$  mm).

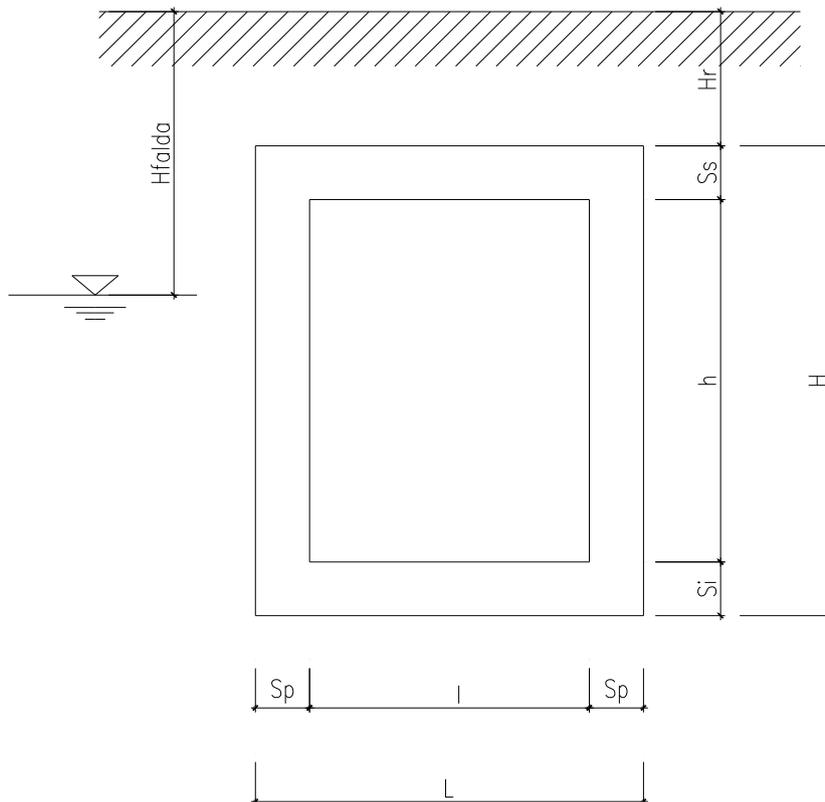
L'applicazione del criterio presuppone che l'armatura principale abbia un comportamento favorevole, ovvero armatura sufficientemente ripartita ed efficacemente trattenuta da staffe e spillature dirette verso l'interno della sezione. La validità del criterio è riferita ad un intervallo di variabilità dell'interasse fra le armature dell'ordine di  $100 \div 250$  mm; per interassi superiori a 200 mm è opportuno incrementare (fino al 50%) il contributo dello spessore medio aggiuntivo.



Schema per la valutazione della profondità di "spalling" per sezioni armate

## 7. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

Si riportano di seguito le dimensioni geometriche della struttura:



### Dimensioni geometriche (sezione in retto):

- $L = 7.80$  m
- $l = 6.20$  m
- $H = 9.90$  m
- $h = 8.20$  m
- $H_{ric,SUP} = 1.60$  m
- $S_s = 0.80$  m
- $S_p = 0.80$  m
- $S_i = 0.90$  m
- $H_{r,int} = 1.40$  m

La falda risulta posizionata al di sotto del piano di fondazione della galleria e pertanto non influenza il dimensionamento dell'opera.

## 8. MODELLAZIONE STRUTTURALE

### 8.1 Codice di calcolo

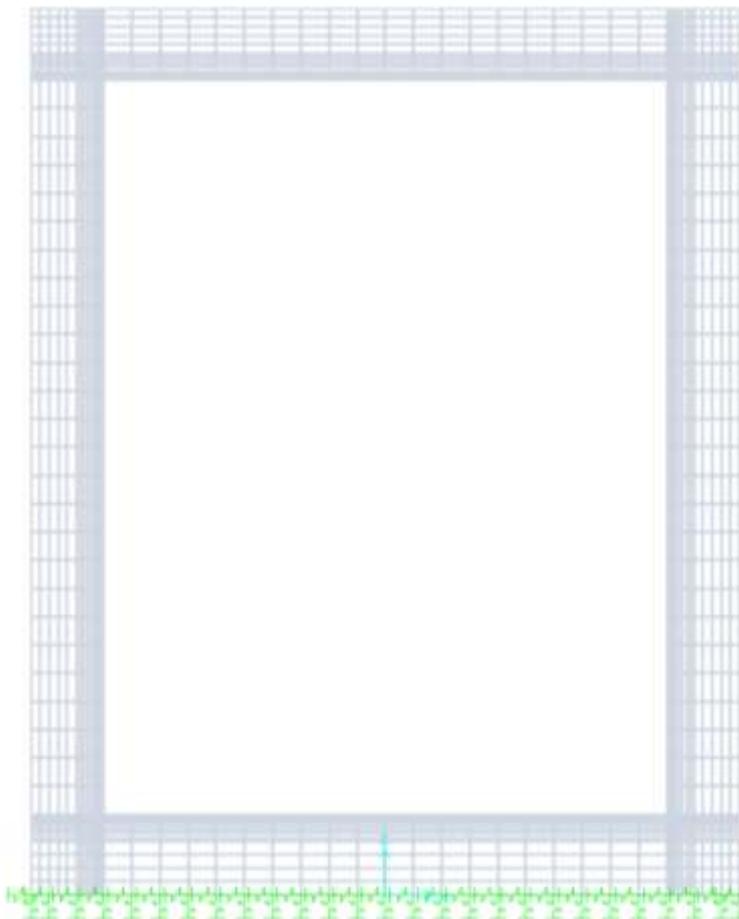
L'analisi della struttura scatolare è stata condotta con un programma agli elementi finiti (SAP2000) schematizzando la sezione trasversale della galleria con elementi "shell" e facendo riferimento ad una larghezza unitaria di struttura che viene pertanto risolta come struttura piana.

### 8.2 Condizioni al contorno e carichi a freddo

Per le condizioni al contorno e per i carichi a freddo si rimanda a quanto sviluppato nella relazione di calcolo delle strutture.

### 8.3 Modello strutturale

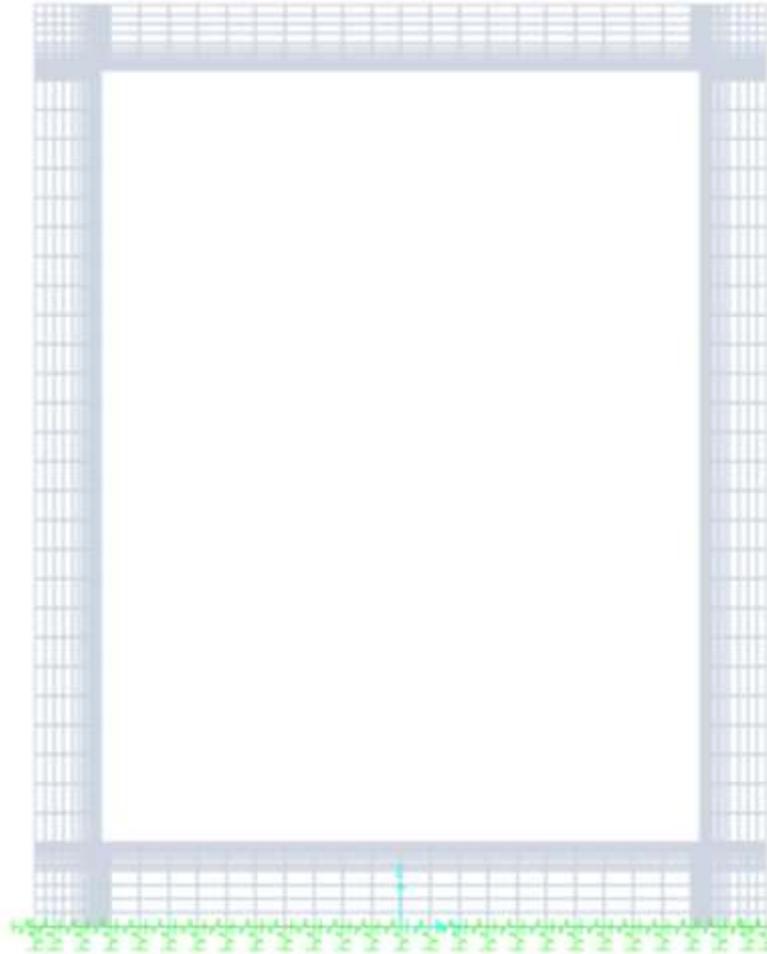
#### 8.3.1 *Modello in assenza di spalling*



### 8.3.2 *Modello in presenza di spalling*

Considerando il copriferro, il diametro e il passo delle armature disposte sulla faccia interna della galleria, lo spessore di distacco per spalling risulta variabile da 9.4cm a 10.4cm.

Si considera quindi il distacco di una fascia di spessore medio 10.0cm su tutta la superficie interna esposta a fuoco.



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 RO GA22 00 003

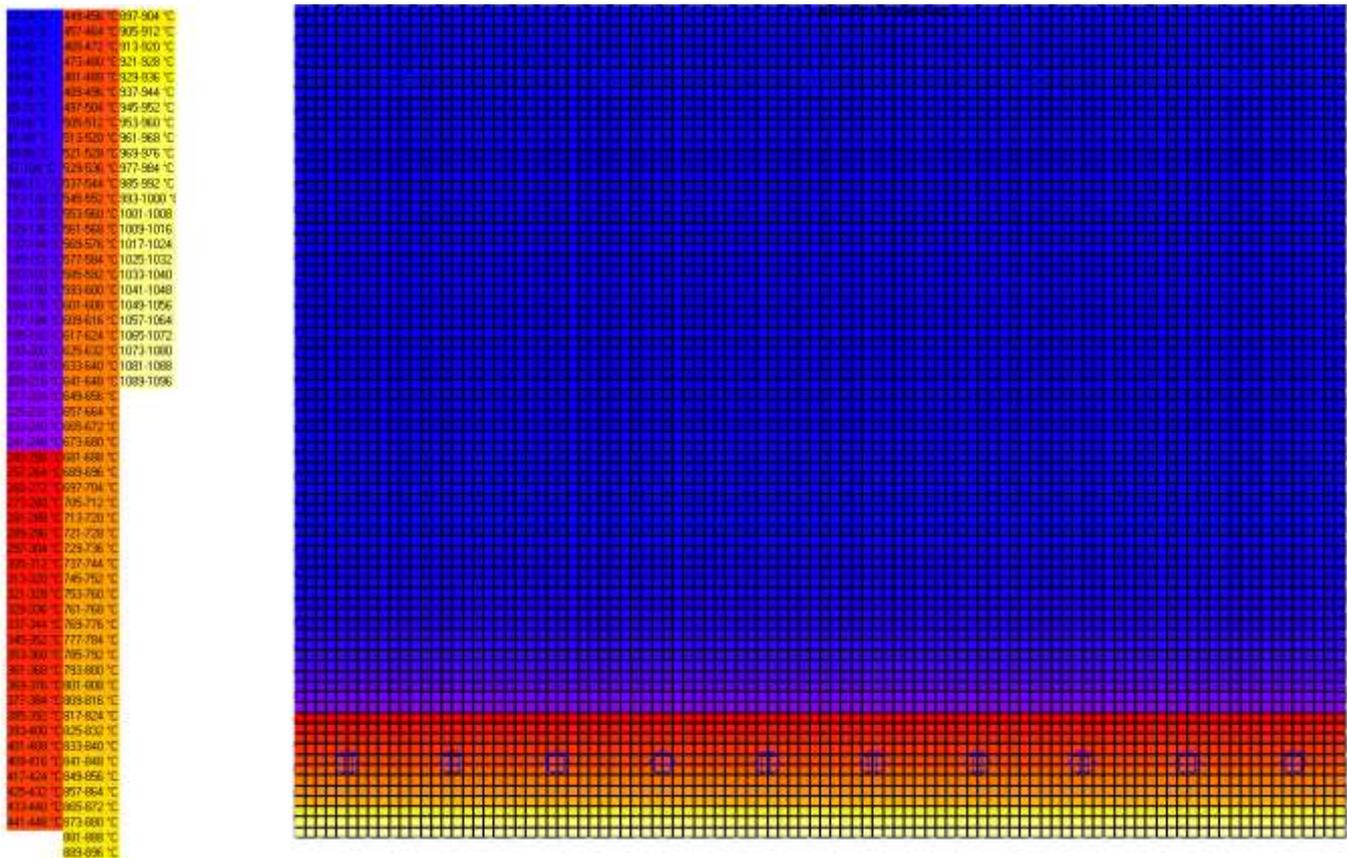
Rev.  
A

Foglio  
23 di 48

### 8.4 Carichi d'incendio (Fase 1 di calcolo)

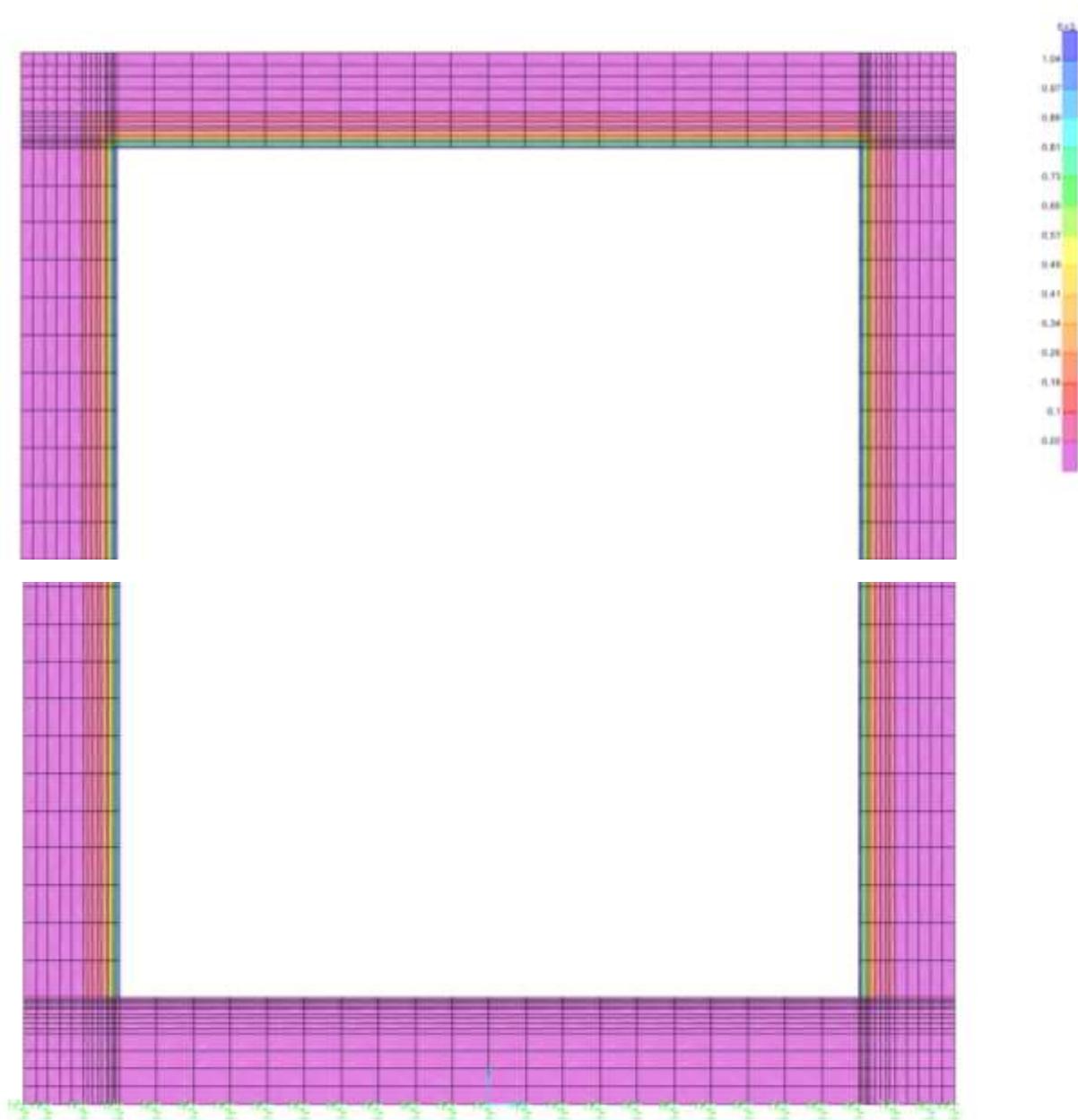
Per la determinazione delle sollecitazioni strutturali dovute al riscaldamento della parete interna della galleria durante l'incendio, sono state determinate le mappe termiche di temperatura delle sezioni strutturali sottoposte al carico di incendio modellato mediante la curva RWS limitata ad un tempo di 120minuti.

Si riporta di seguito la distribuzione di temperature ottenuta nella sezione 5. Poiché il surriscaldamento interessa solamente i primi 30cm di sezione, tale distribuzione può essere applicato anche alle altre sezioni.

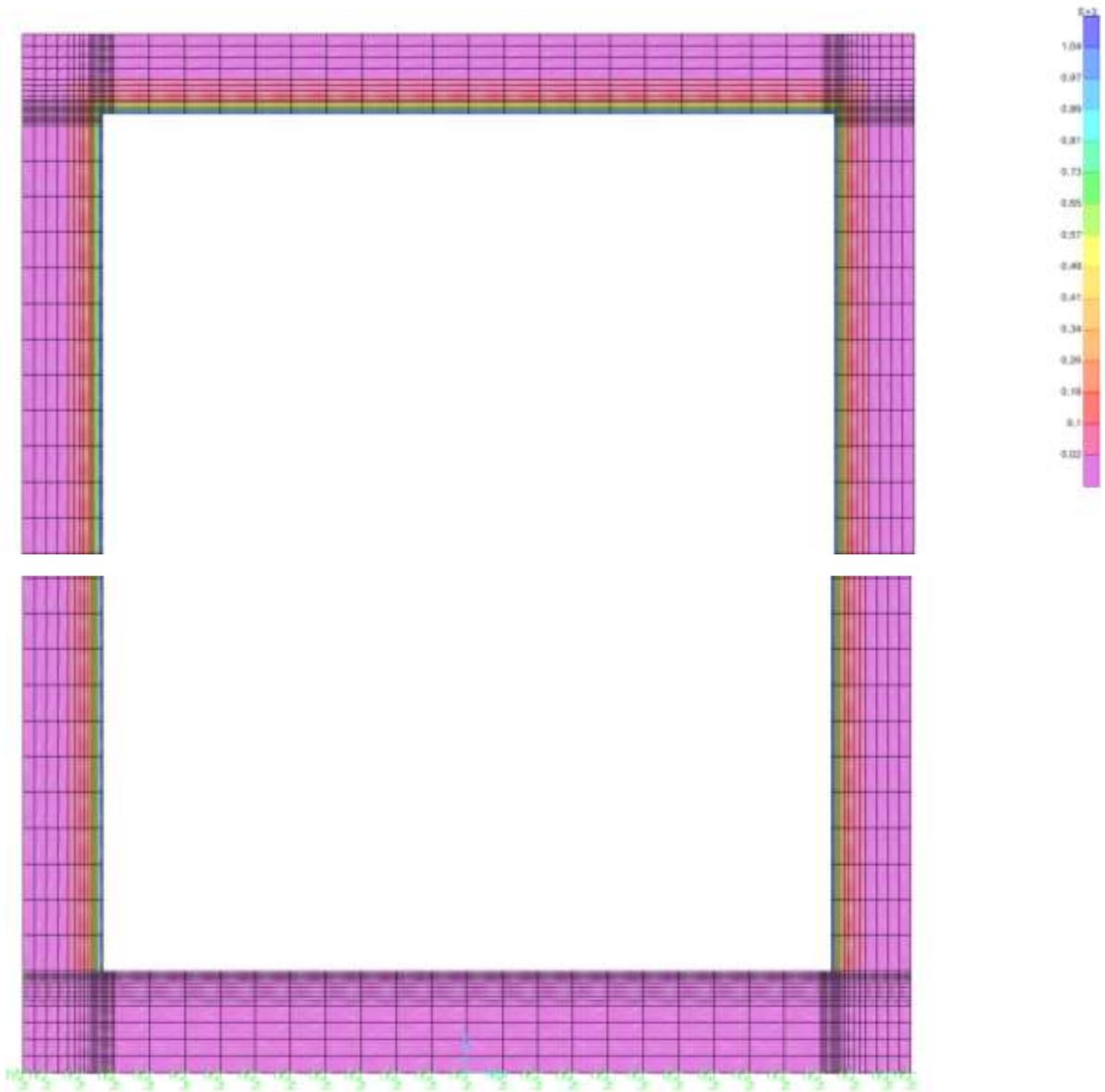




Applicazione del carico termico all modello FEM in assenza di spalling – Particolare soletta superiore e attacco piedritti alla soletta inferiore.



Applicazione del carico termico all modello FEM in presenza di spalling – Particolare soletta superiore e attacco piedritti alla soletta inferiore.



A ciascuna shell è stata applicato un materiale che presenta modulo elastico e coefficiente di espansione termica congruente alla temperatura di analisi.

## 9. COMBINAZIONE DEI CARICHI

### 9.1 Condizioni e combinazioni di carico adottate

Le condizioni elementari di carico considerate sono di seguito riassunte:

Load	Tipo	Carico
1	Ggk	Peso proprio della struttura
2	Gk	Peso rilevato
3	Gk	Spinta terre da sinistra
4	Gk	Spinta terre da destra
5	Qk	Carico termico di incendio

I carichi caratteristici sopra elencati, al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto per effettuare le successive verifiche, sono opportunamente combinati fra loro. I valori numerici riportati nelle colonne delle seguenti tabelle di combinazione indicano il coefficiente moltiplicativo con il quale la condizione elementare è considerata. Tali valori sono il risultato dei prodotti tra coefficienti parziali operanti sulle azioni.

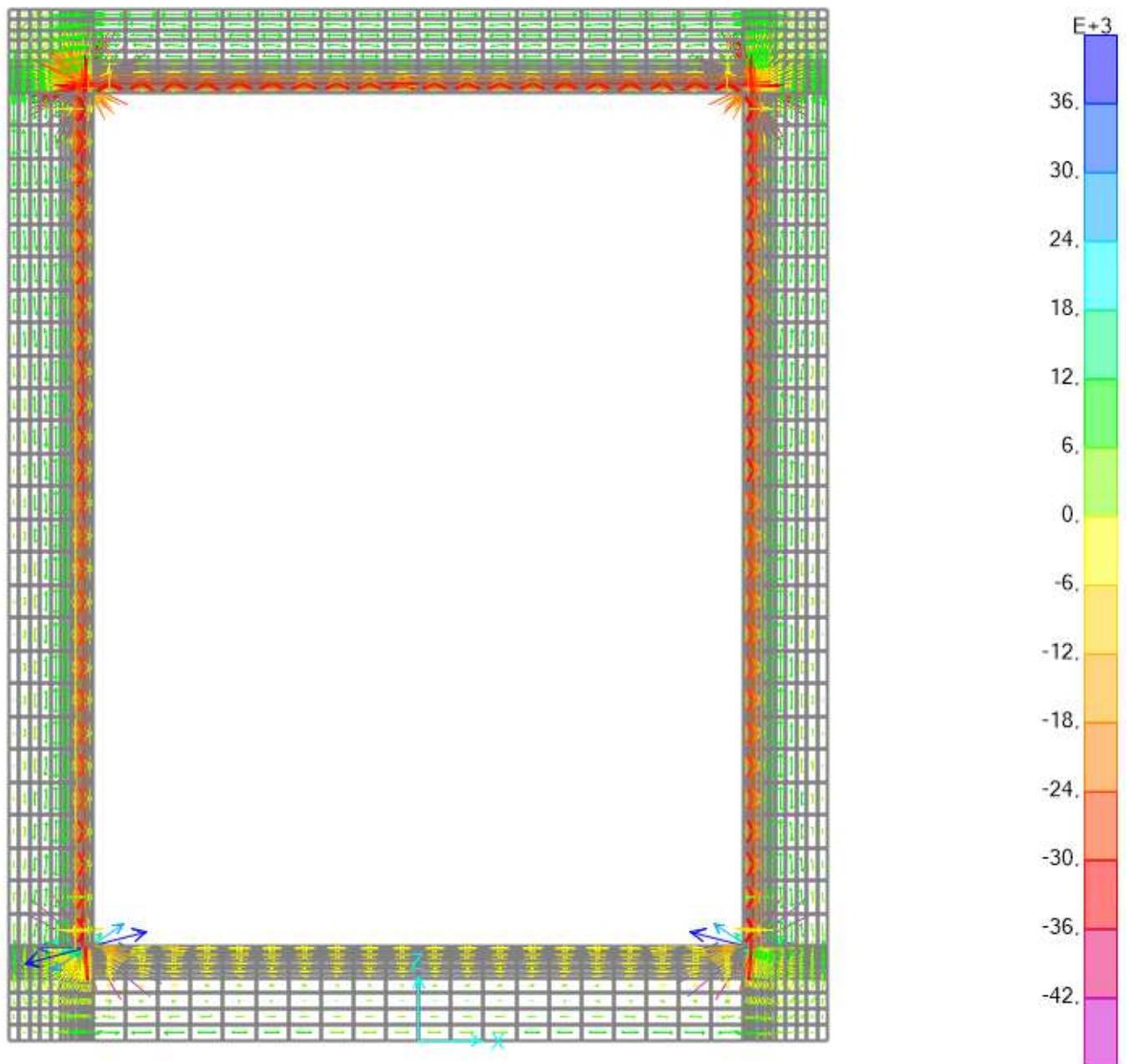
n° CC	P.P	Permanenti superiore	Terra sx	Terra dx	Fuoco
	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>
ECC 1	1	1	1	1	1

## 10. ANALISI IN ASSENZA DI SPALLING

### 10.1 Analisi in condizioni elastiche e lineari (Fase 2 di calcolo)

#### 10.1.1 Andamento delle tensioni

Andamento delle tensioni minime e massime [kN/m<sup>2</sup>]



### 10.1.2 Sollecitazioni nelle sezioni significative

Di seguito si riportano le sollecitazioni calcolate nelle sezioni più significative, analogamente a quanto fatto per le verifiche statiche e sismiche a freddo.

SectionCut	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Piedritto Incastro Inferiore	-382,33	0,00	-199,05	0,00	-1144,60	0,00
Piedritto Mezzeria	-300,36	0,00	-76,89	0,00	-932,65	0,00
Piedritto Incastro Superiore	-218,38	0,00	-237,98	0,00	-1652,46	0,00
Soletta superiore Incastro	-254,98	0,00	-168,00	0,00	-1679,81	0,00
Soletta superiore Mezzeria	-254,98	0,00	5,58	0,00	-1410,76	0,00

In accordo con l'orientamento delle sezioni:

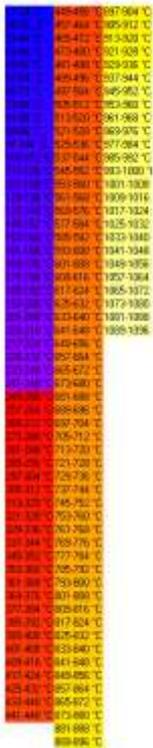
- F1 – azione assiale - positiva di trazione
- F3 – azione di taglio
- M2 – Momento flettente – positivo se tende le fibre interne (lato caldo)

### 10.1.3 Verifiche strutturali (Fase 3 di calcolo)

Per le caratteristiche geometriche delle sezioni, si rimanda alla relazione di calcolo delle strutture.

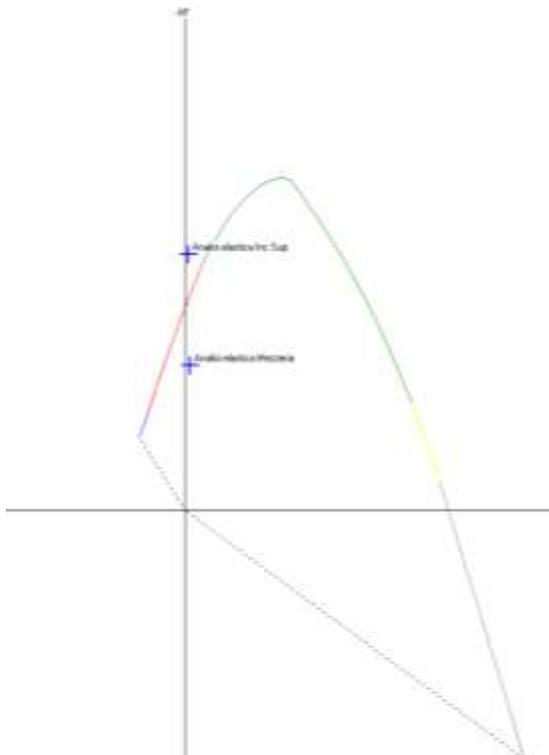
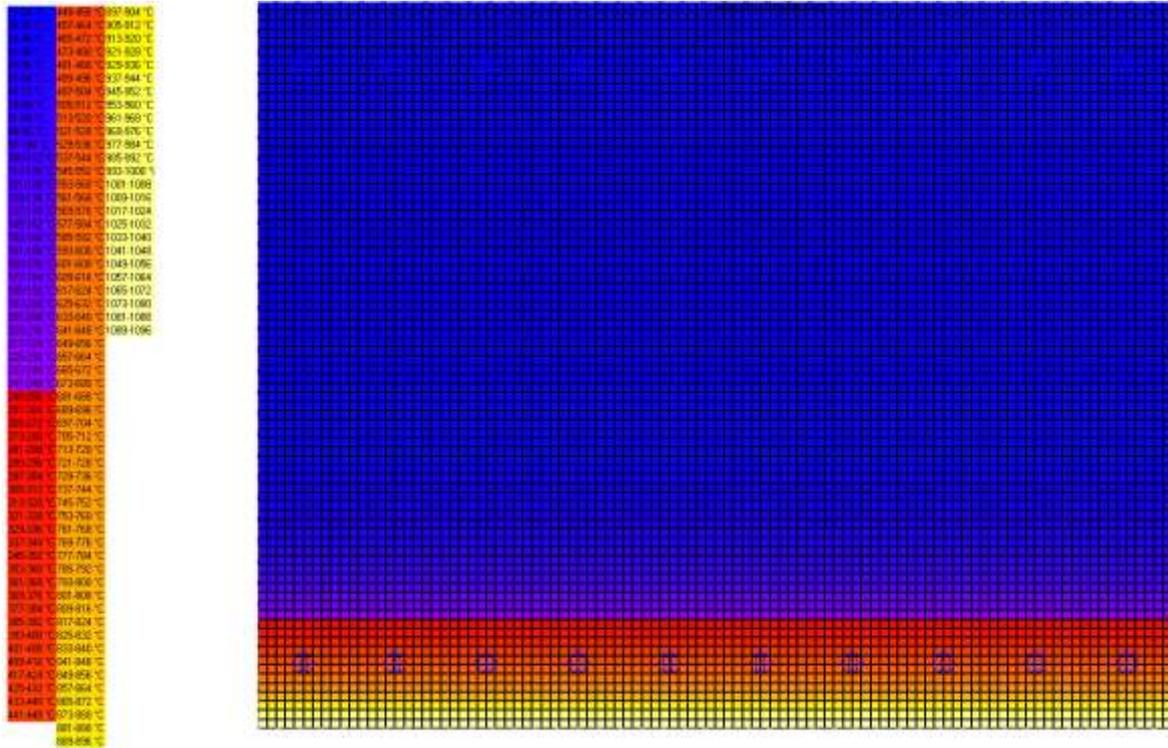
#### 1.1.1.1 Piedritto Incastro Inferiore – Verifica a pressoflessione

Distribuzione delle temperature a 120 minuti e domino M-N:



### 1.1.1.2 Piedritto elevazione – Verifica a pressoflessione

Distribuzione delle temperature a 120 minuti e domino M-N:

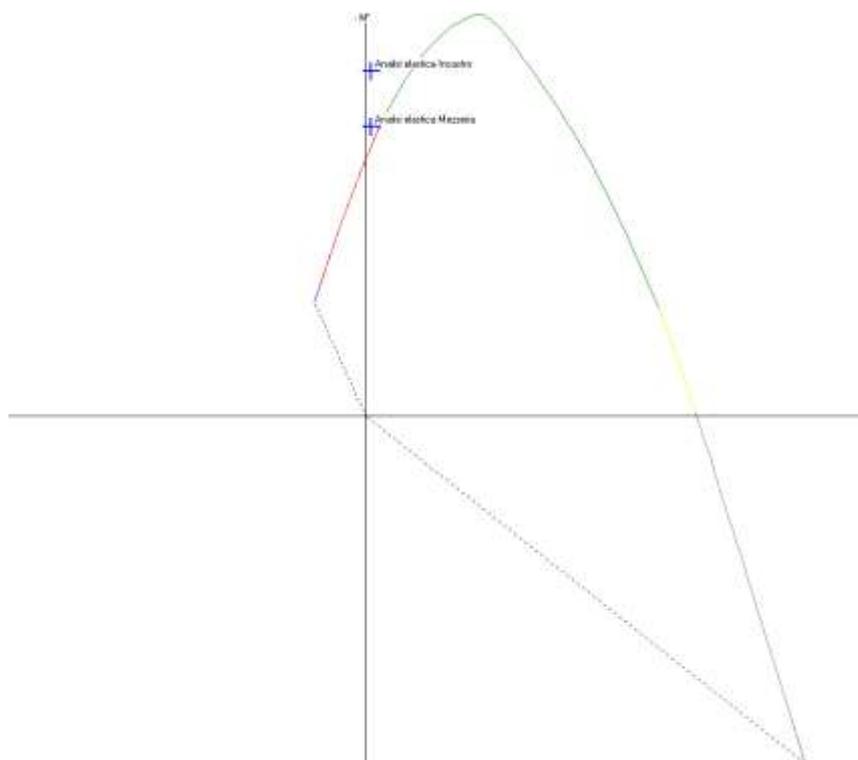
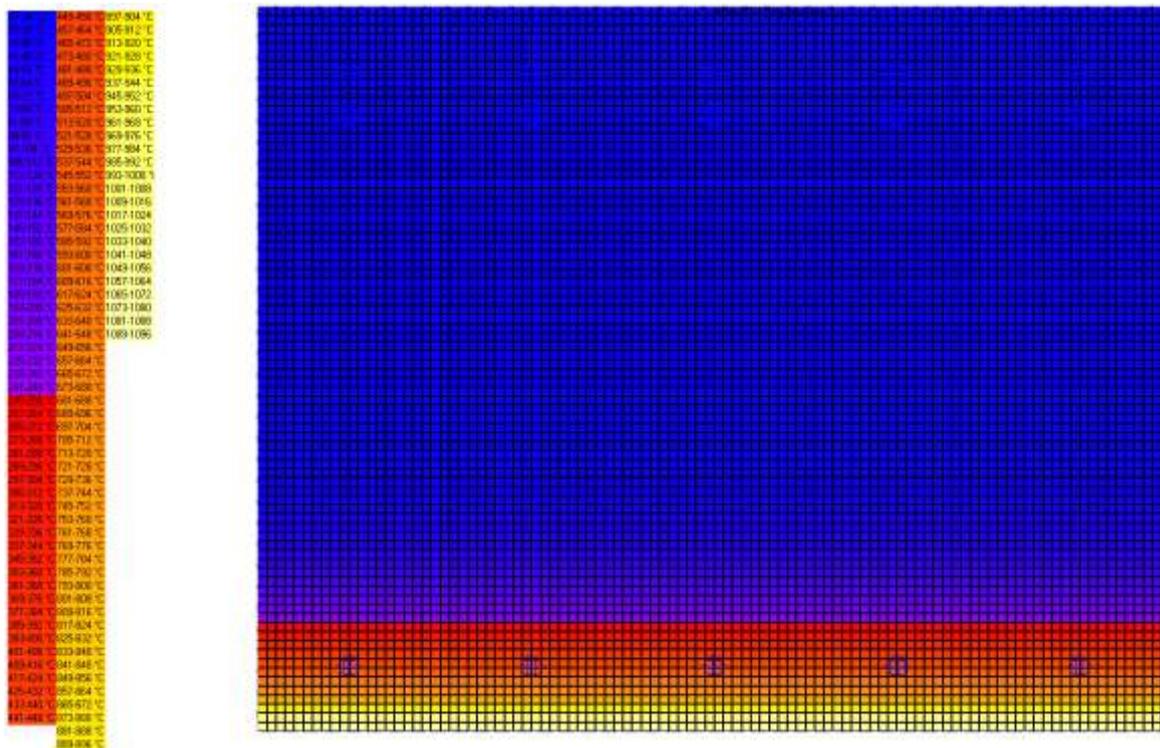


- Azioni sollecitanti - mezzeria:  
 $M_{Ed} = -932.65 \text{ kNm}$   
 $N_{Ed} = -300.36 \text{ kN}$
- Azioni sollecitanti – incastro superiore:  
 $M_{Ed} = -1652.46 \text{ kNm}$   
 $N_{Ed} = -218.38 \text{ kN}$
- Azioni resistenti:  
 $M_{Rd} = -1350.00 \text{ kNm}$

La verifica non risulta soddisfatta. Il momento resistente risulta pari al 82% del momento sollecitante all'incastro superiore.

### 1.1.1.3 Soletta superiore – Verifica a pressoflessione

Distribuzione delle temperature a 120 minuti e domino M-N:



- Azioni sollecitanti - incastro:  
 $M_{Ed} = -1679.81 \text{ kNm}$   
 $N_{Ed} = -254.98 \text{ kN}$
- Azioni sollecitanti - mezzera:  
 $M_{Ed} = -1410.76 \text{ kNm}$   
 $N_{Ed} = -254.98 \text{ kN}$
- Azioni resistenti:  
 $M_{Rd} = -1350.00 \text{ kNm}$

**La verifica non risulta soddisfatta. Il momento resistente risulta pari al 80% del momento sollecitante all'incastro e al 95% del momento sollecitante in mezzera.**

## 10.2 Analisi non lineare con formazione di cerniere plastiche (Fase 4 di calcolo)

Nella Fase 3 di calcolo sono state determinate alcune sezioni nelle quali i momenti sollecitanti superano i momenti resistenti.

In particolare, nella sezione di incastro della soletta superiore il momento resistente della sezione risulta pari al 80% del momento sollecitante.

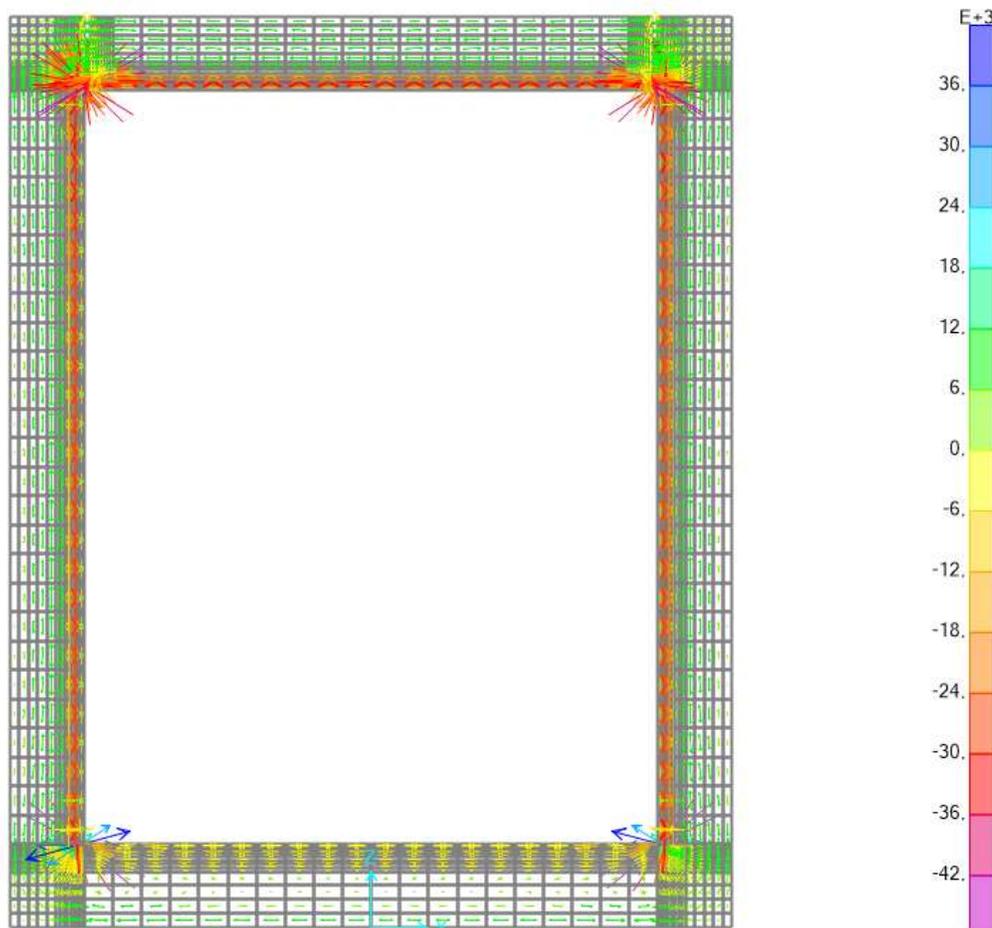
Durante l'evento di incendio in tale sezione verrà a formarsi una cerniera plastica localizzata che comporterà una redistribuzione delle tensioni sull'intera struttura.

La formazione della cerniera viene modellata inserendo in corrispondenza della sezione un elemento link non lineare, con comportamento rigido per quanto riguarda le azioni assiali e taglianti e comportamento elastoplastico per quanto riguarda il momento flettente.

In particolare, per la sezione di incastro della soletta superiore, il momento di plasticizzazione risulta pari a  $-1300$  kNm per curvature della sezione pari alla curvatura di prima plasticizzazione delle armature tese, equivalente a  $\chi = 0.018$  (determinato dal diagramma momento-curvatura della sezione a freddo).

### 10.2.1 Andamento delle tensioni

Andamento delle tensioni minime e massime [kN/m<sup>2</sup>]



### 10.2.2 Sollecitazioni nelle sezioni significative

Di seguito si riportano le sollecitazioni calcolate nelle sezioni più significative, analogamente a quanto fatto per le verifiche statiche e sismiche a freddo.

SectionCut	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Piedritto Incastro Inferiore	-382,82	0,00	-254,56	0,00	-1252,81	0,00
Piedritto Mezzeria	-300,85	0,00	-21,38	0,00	-813,26	0,00
Piedritto Incastro Superiore	-218,87	0,00	-182,47	0,00	-1305,49	0,00
Soletta superiore Incastro	-199,47	0,00	-169,55	0,00	-1300,00	0,00
Soletta superiore Mezzeria	-199,47	0,00	7,31	0,00	-1036,07	0,00

In accordo con l'orientamento delle sezioni:

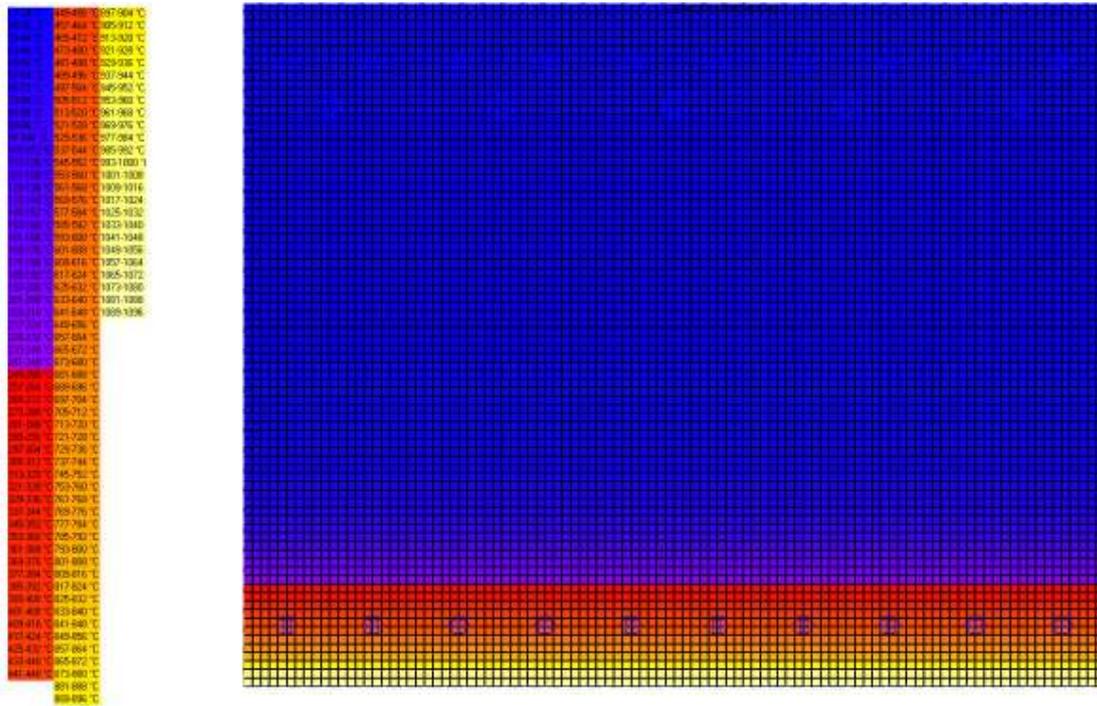
- F1 – azione assiale - positiva di trazione
- F3 – azione di taglio
- M2 – Momento flettente – positivo se tende le fibre interne (lato caldo)

### 10.2.3 Verifiche strutturali (Fase 5 di calcolo)

Per le caratteristiche geometriche delle sezioni, si rimanda alla relazione di calcolo delle strutture.

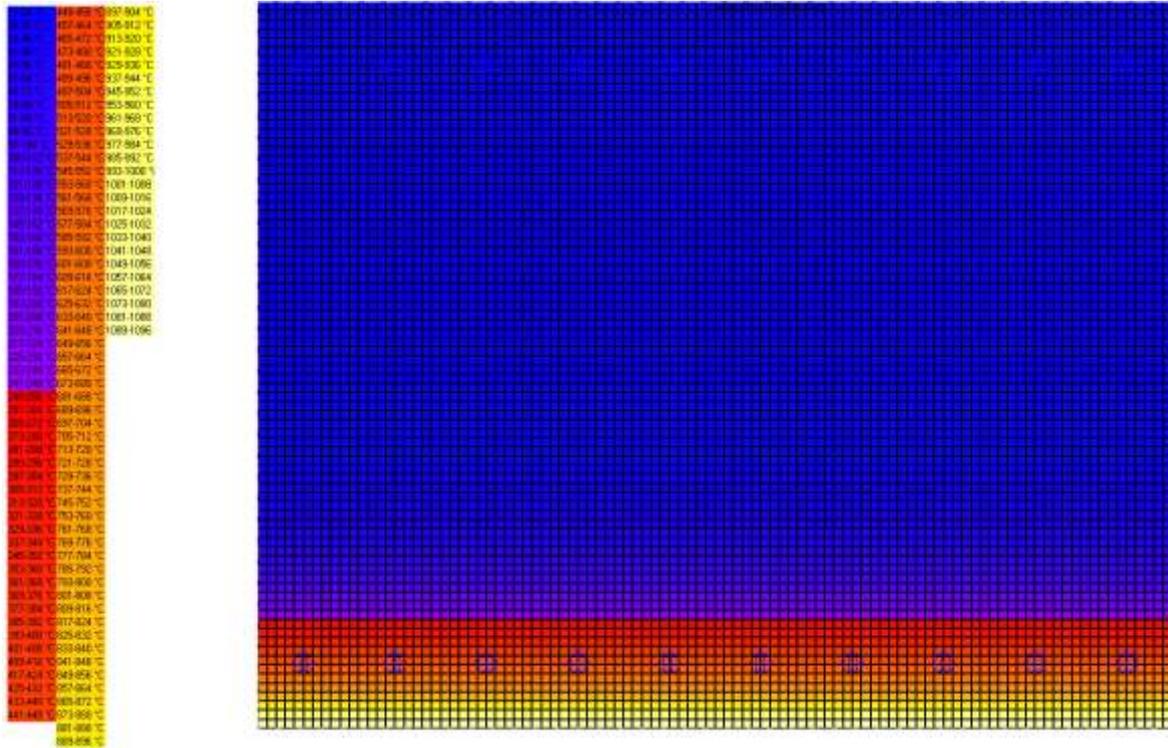
#### 1.1.1.4 Piedritto Incastro Inferiore – Verifica a pressoflessione

Distribuzione delle temperature a 120 minuti e domino M-N:



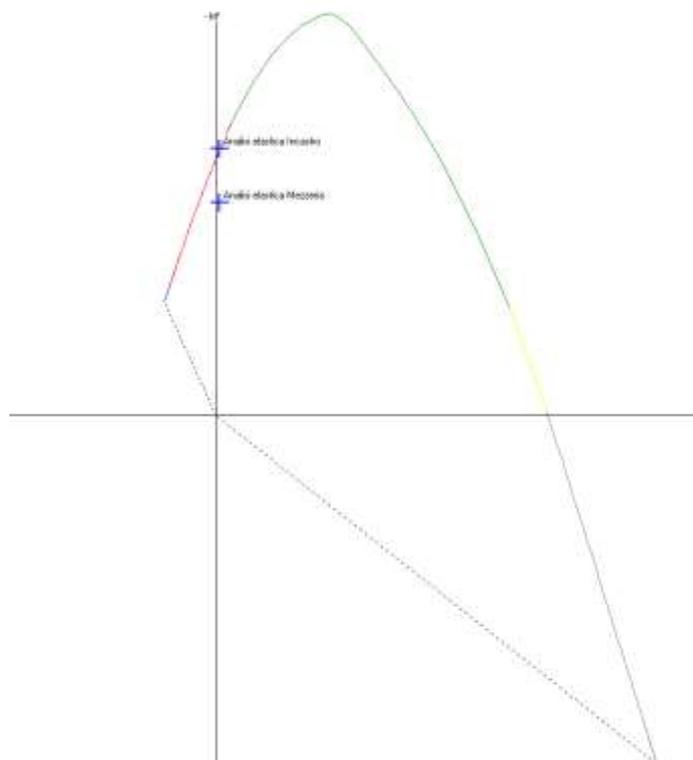
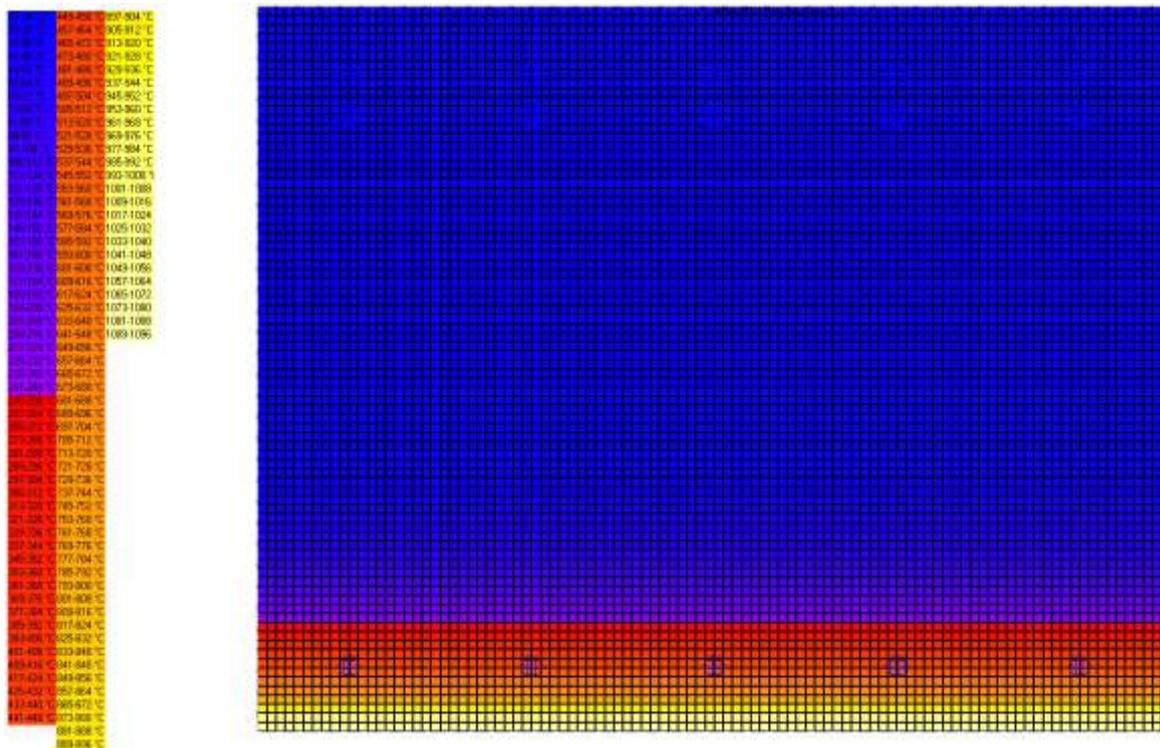
### 1.1.1.5 Piedritto elevazione – Verifica a pressoflessione

Distribuzione delle temperature a 120 minuti e domino M-N:



### 1.1.1.6 Soletta superiore – Verifica a pressoflessione

Distribuzione delle temperature a 120 minuti e domino M-N:



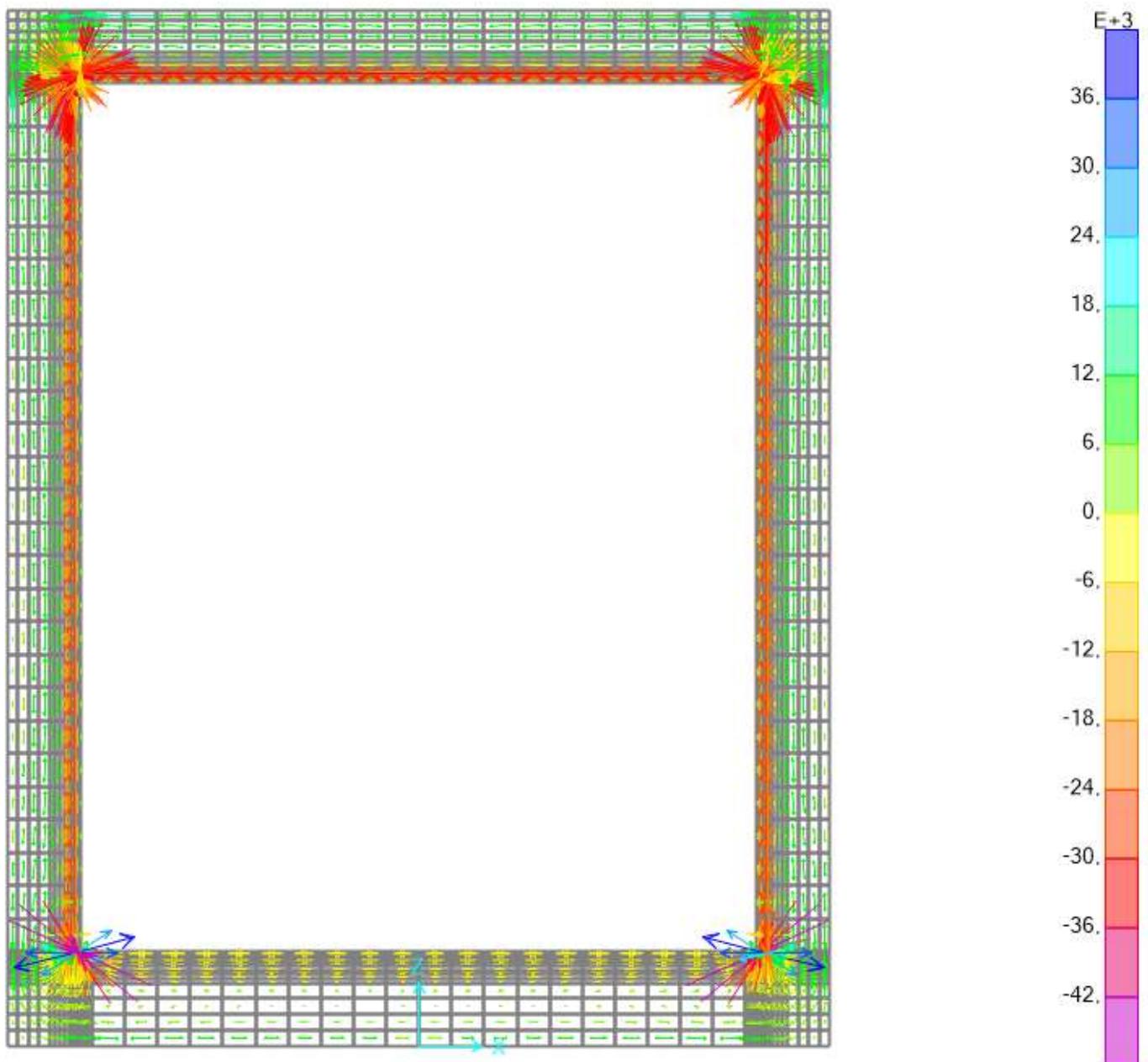
- Azioni sollecitanti - incastro:  
 $M_{Ed} = -1300.00 \text{ kNm}$   
 $N_{Ed} = -199.47 \text{ kN}$
- Azioni sollecitanti - mezzeria:  
 $M_{Ed} = -1036.07 \text{ kNm}$   
 $N_{Ed} = -199.47 \text{ kN}$
- Azioni resistenti:  
 $M_{Rd} = -1300.00 \text{ kNm}$

## 11. ANALISI IN PRESENZA DI SPALLING

### 11.1 Analisi in condizioni elastiche e lineari (Fase 2 di calcolo)

#### 11.1.1 Andamento delle tensioni

Andamento delle tensioni minime e massime [KN/m<sup>2</sup>]



### 11.1.2 Sollecitazioni nelle sezioni significative

Di seguito si riportano le sollecitazioni calcolate nelle sezioni più significative, analogamente a quanto fatto per le verifiche statiche e sismiche a freddo.

SectionCut	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Piedritto Incastro Inferiore	-353,84	0,00	-230,98	0,00	-1088,30	0,00
Piedritto Mezzeria	-282,11	0,00	-44,96	0,00	-749,00	0,00
Piedritto Incastro Superiore	-210,38	0,00	-206,05	0,00	-1341,48	0,00
Soletta superiore Incastro	-223,04	0,00	-160,26	0,00	-1359,25	0,00
Soletta superiore Mezzeria	-223,04	0,00	5,58	0,00	-1102,21	0,00

In accordo con l'orientamento delle sezioni:

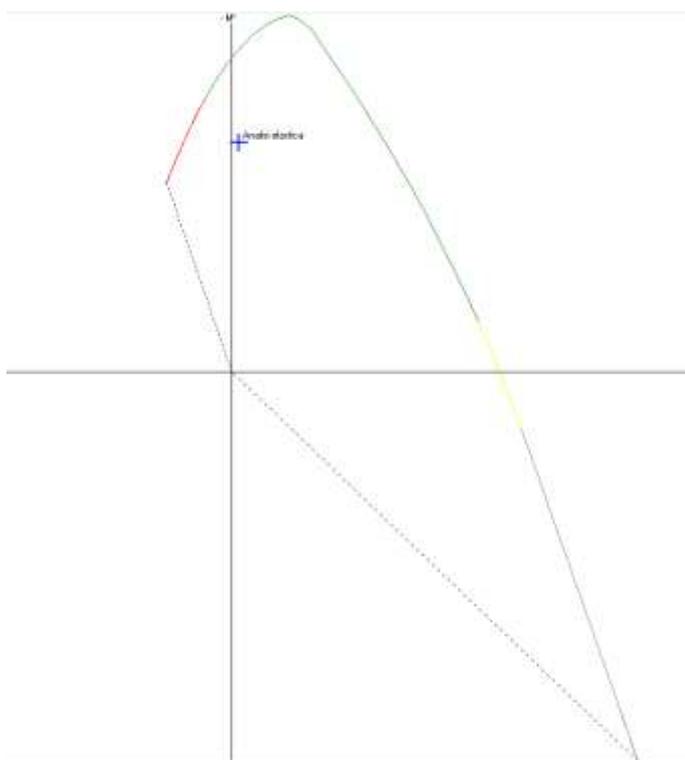
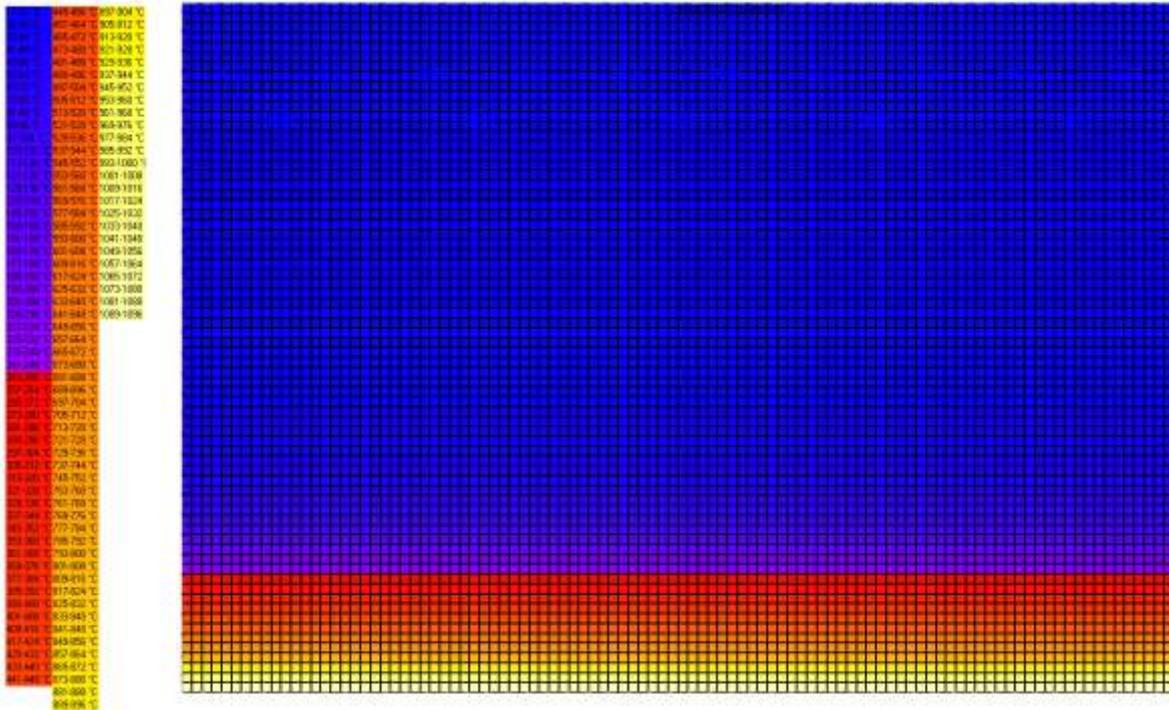
- F1 – azione assiale - positiva di trazione
- F3 – azione di taglio
- M2 – Momento flettente – positivo se tende le fibre interne (lato caldo)

### 11.1.3 Verifiche strutturali (Fase 3 di calcolo)

Per le caratteristiche geometriche delle sezioni, si rimanda alla relazione di calcolo delle strutture.

#### 1.1.1.7 Piedritto Incastro Inferiore – Verifica a pressoflessione

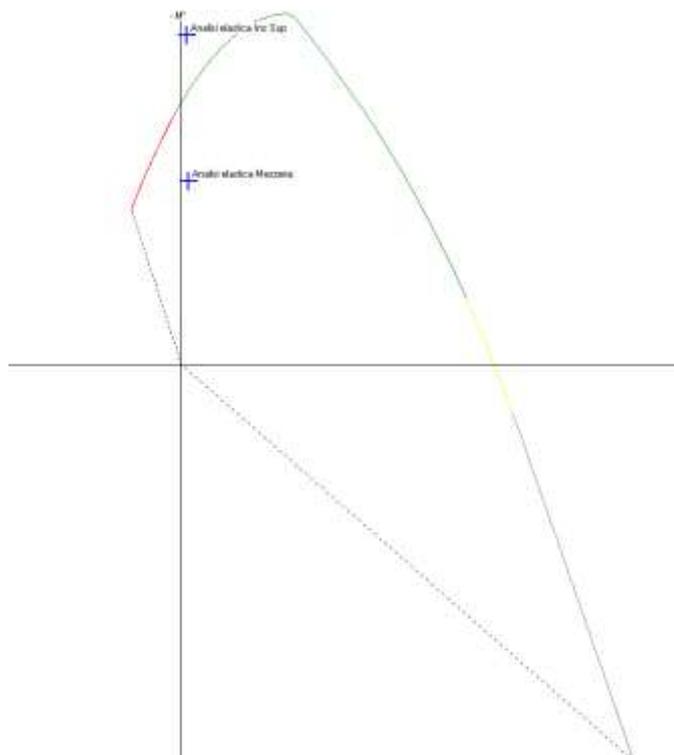
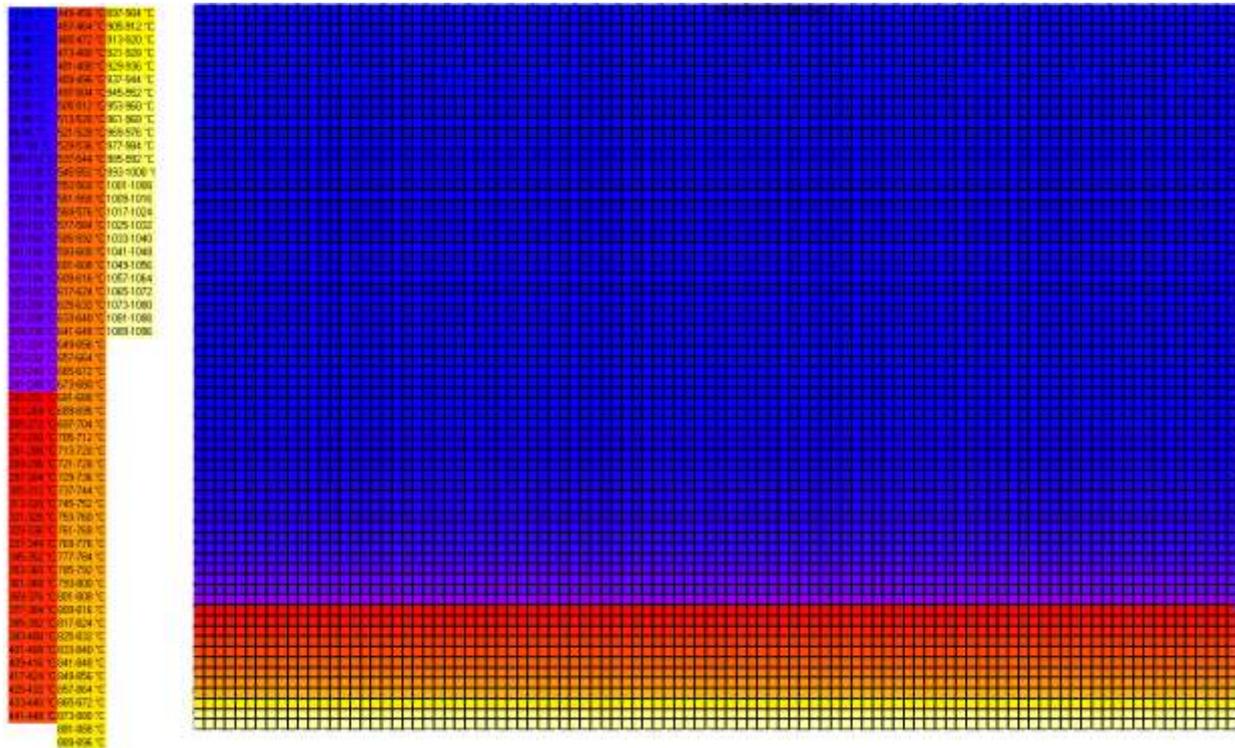
Distribuzione delle temperature a 120 minuti e domino M-N:



- Azioni sollecitanti:  
 $M_{Ed} = -1088.30 \text{ kNm}$   
 $N_{Ed} = -353.84 \text{ kN}$
- Azioni resistenti:  
 $M_{Rd} = -1800.00 \text{ kNm}$

### 1.1.1.8 Piedritto elevazione – Verifica a pressoflessione

Distribuzione delle temperature a 120 minuti e domino M-N:

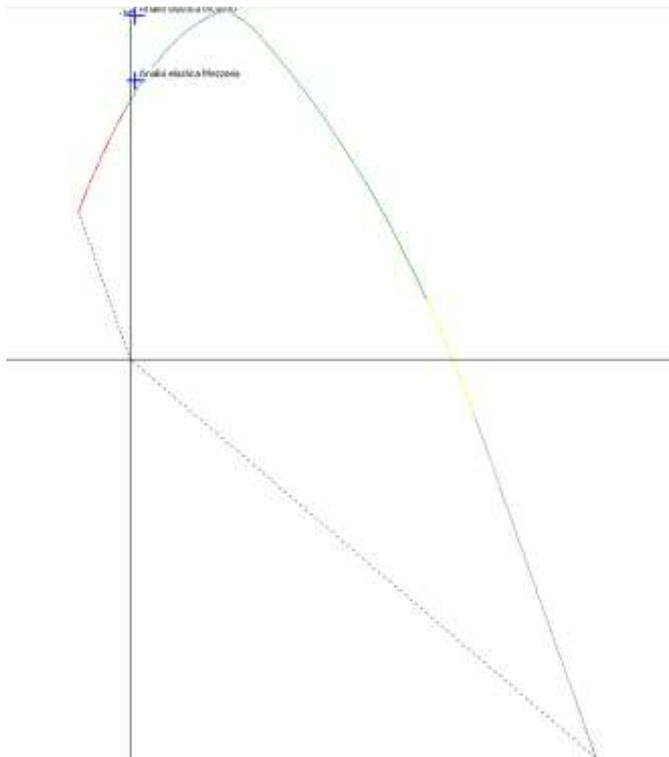
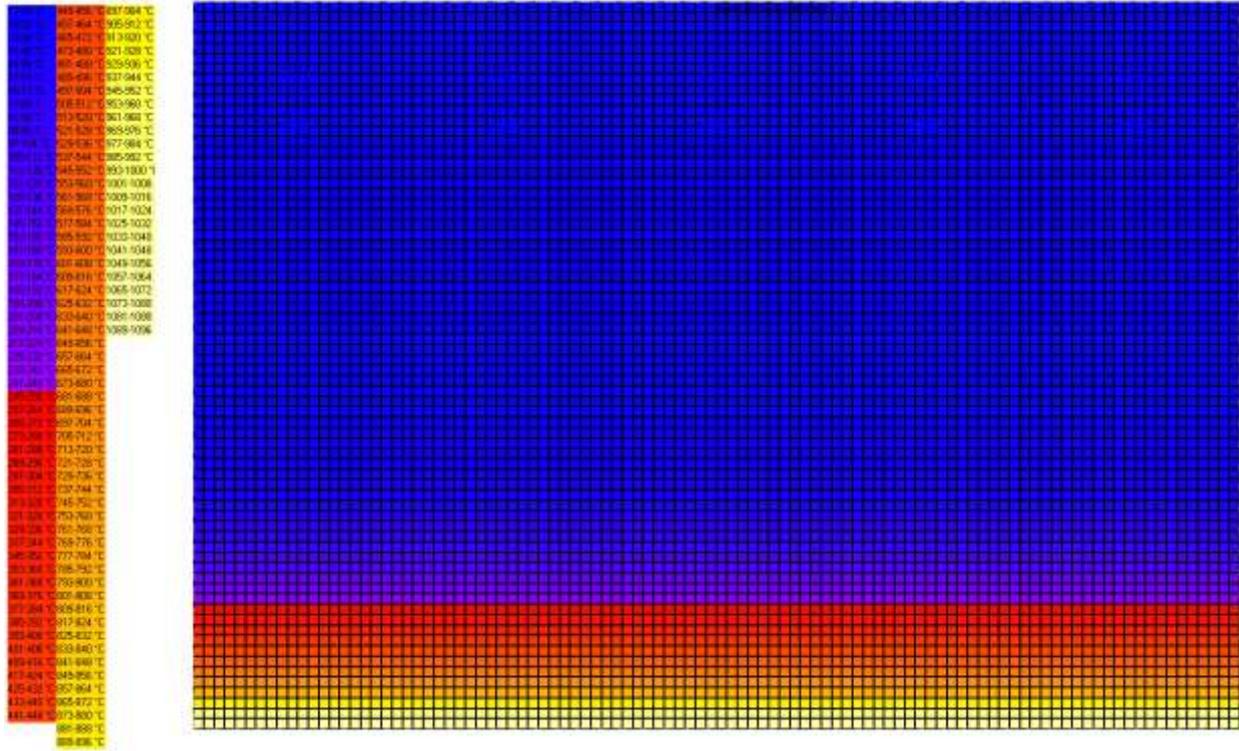


- Azioni sollecitanti - mezzeria:  
 $M_{Ed} = -749.00 \text{ kNm}$   
 $N_{Ed} = -282.11 \text{ kN}$
- Azioni sollecitanti – incastro superiore:  
 $M_{Ed} = -1341.48 \text{ kNm}$   
 $N_{Ed} = -210.38 \text{ kN}$
- Azioni resistenti:  
 $M_{Rd} = -1100.00 \text{ kNm}$

**La verifica non risulta soddisfatta. Il momento resistente risulta pari al 82% del momento sollecitante all'incastro superiore.**

### 1.1.1.9 Soletta superiore – Verifica a pressoflessione

Distribuzione delle temperature a 120 minuti e domino M-N:



- Azioni sollecitanti - incastro:  
 $M_{Ed} = -1359.25 \text{ kNm}$   
 $N_{Ed} = -223.04 \text{ kN}$
- Azioni sollecitanti - mezzeria:  
 $M_{Ed} = -1102.21 \text{ kNm}$   
 $N_{Ed} = -223.04 \text{ kN}$
- Azioni resistenti:  
 $M_{Rd} = -1050.00 \text{ kNm}$

La verifica non risulta soddisfatta. Il momento resistente risulta pari al 77% del momento sollecitante all'incastro e al 96% del momento sollecitante in mezzeria.

## 11.2 Analisi non lineare con formazione di cerniere plastiche (Fase 4 di calcolo)

Nella Fase 3 di calcolo sono state determinate alcune sezioni nelle quali i momenti sollecitanti superano i momenti resistenti.

In particolare, nella sezione di incastro della soletta superiore il momento resistente della sezione risulta pari al 83% del momento sollecitante.

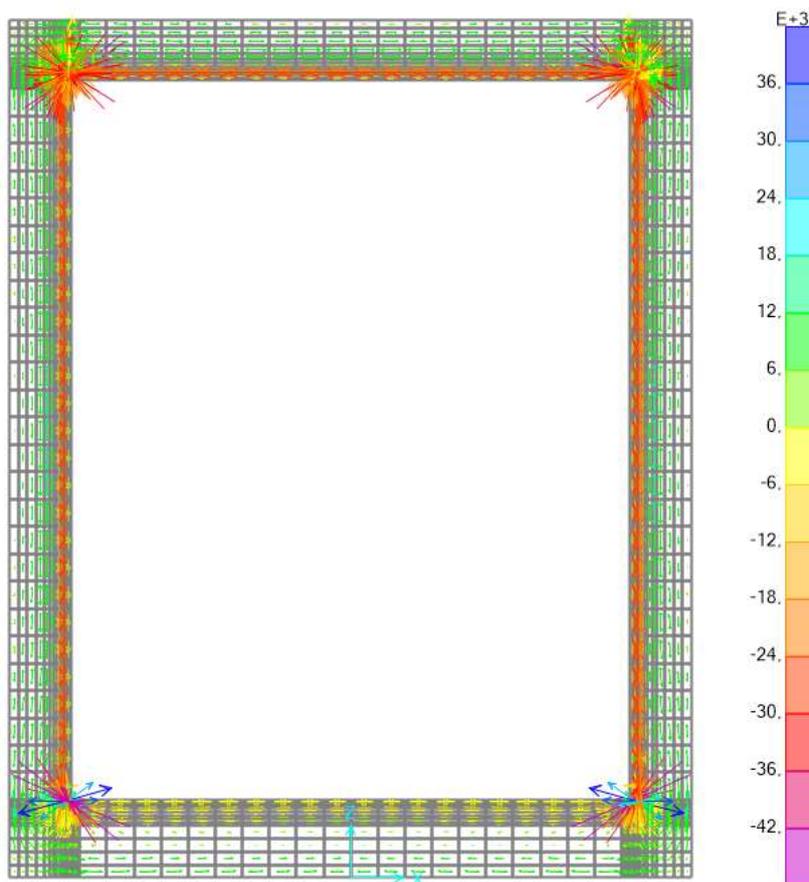
Durante l'evento di incendio in tale sezione verrà a formarsi una cerniera plastica localizzata che comporterà una redistribuzione delle tensioni sull'intera struttura.

La formazione della cerniera viene modellata inserendo in corrispondenza della sezione un elemento link non lineare, con comportamento rigido per quanto riguarda le azioni assiali e taglianti e comportamento elastoplastico per quanto riguarda il momento flettente.

In particolare, per la sezione di incastro della soletta superiore, il momento di plasticizzazione risulta pari a  $-1050$  kNm per curvature della sezione pari alla curvatura di prima plasticizzazione delle armature tese, equivalente a  $\chi = 0.018$  (determinato dal diagramma momento-curvatura della sezione a freddo).

### 11.2.1 Andamento delle tensioni

Andamento delle tensioni minime e massime [kN/m<sup>2</sup>]



### 11.2.2 Sollecitazioni nelle sezioni significative

Di seguito si riportano le sollecitazioni calcolate nelle sezioni più significative, analogamente a quanto fatto per le verifiche statiche e sismiche a freddo.

SectionCut	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Piedritto Incastro Inferiore	-354,21	0,00	-282,28	0,00	-1201,42	0,00
Piedritto Mezzeria	-282,48	0,00	6,34	0,00	-651,81	0,00
Piedritto Incastro Superiore	-210,75	0,00	-154,75	0,00	-1033,97	0,00
Soletta superiore Incastro	171,75	0,00	168,33	0,00	1031,29	0,00
Soletta superiore Mezzeria	-171,75	0,00	6,65	0,00	-770,66	0,00

In accordo con l'orientamento delle sezioni:

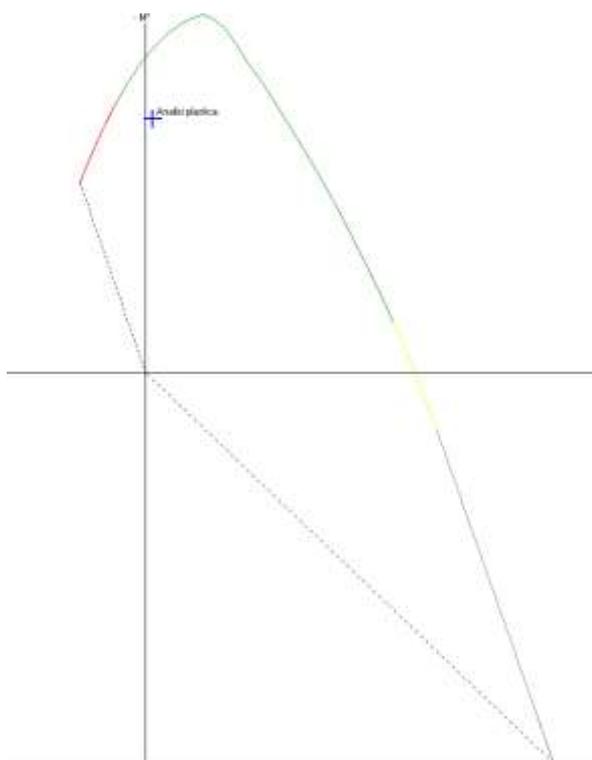
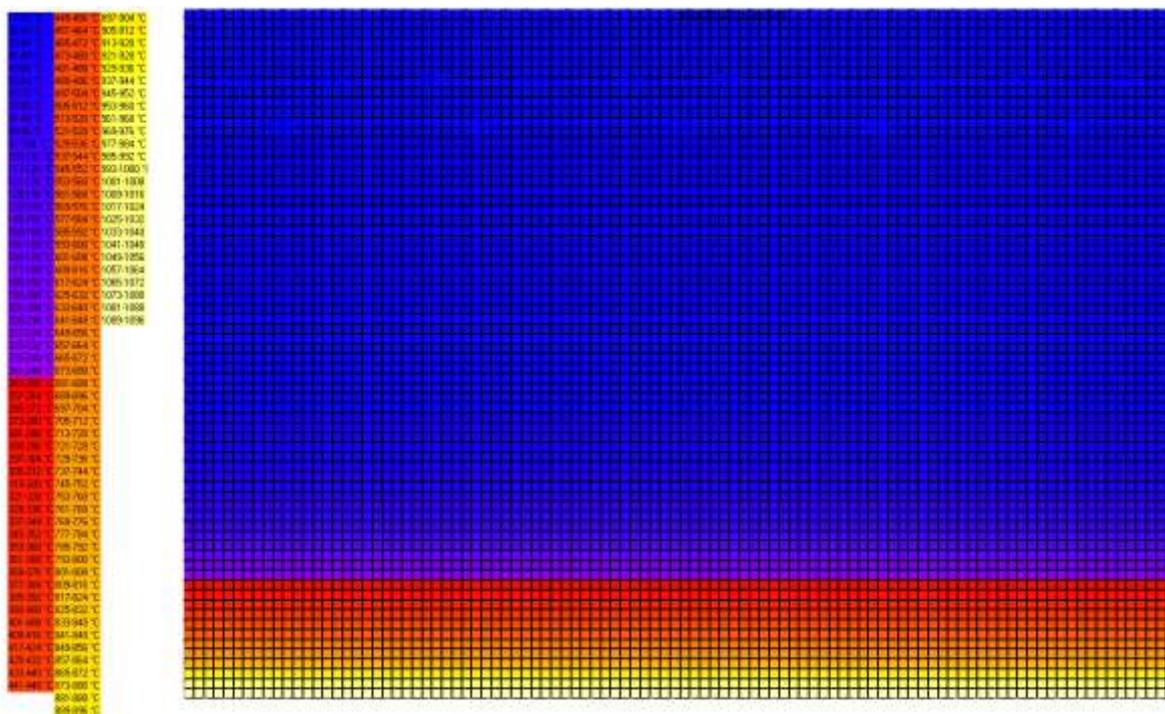
- F1 – azione assiale - positiva di trazione
- F3 – azione di taglio
- M2 – Momento flettente – positivo se tende le fibre interne (lato caldo)

### 11.2.3 Verifiche strutturali (Fase 5 di calcolo)

Per le caratteristiche geometriche delle sezioni, si rimanda alla relazione di calcolo delle strutture.

#### 1.1.1.10 Piedritto Incastro Inferiore – Verifica a pressoflessione

Distribuzione delle temperature a 120 minuti e domino M-N:



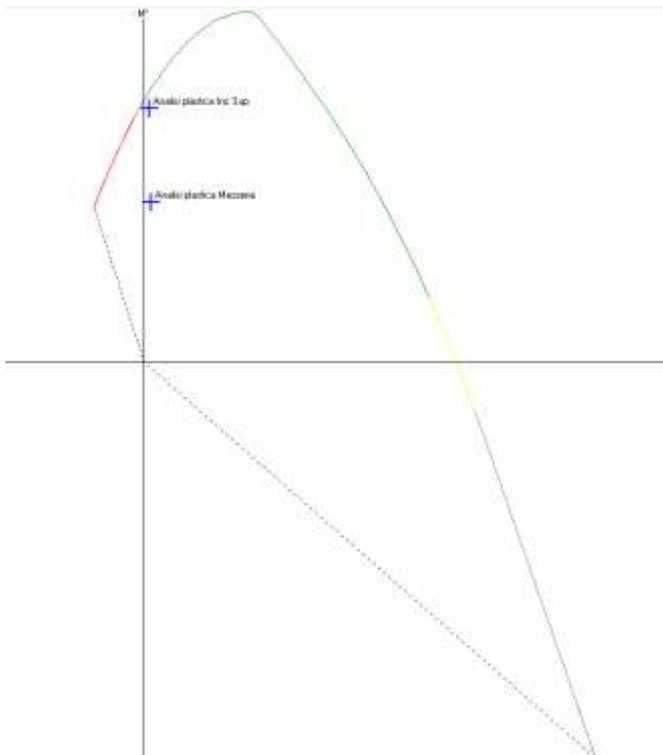
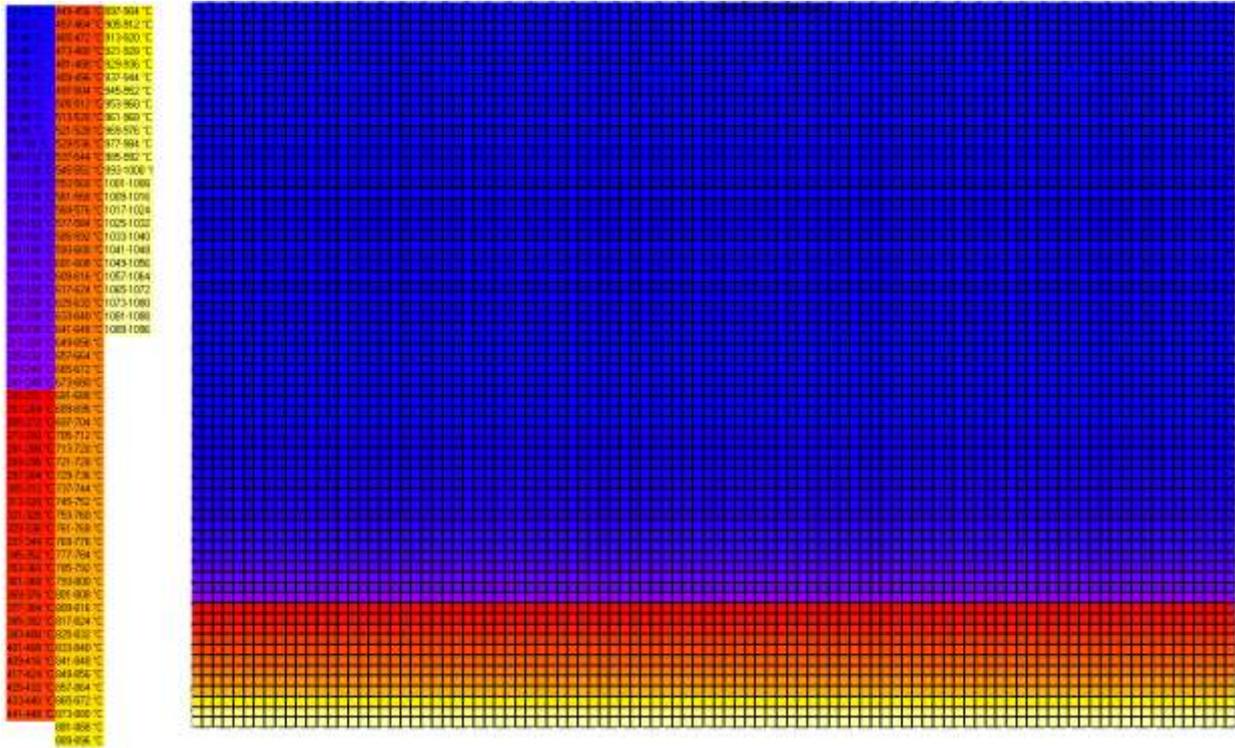
- Azioni sollecitanti:  
 $M_{Ed} = -1201.42 \text{ kNm}$   
 $N_{Ed} = -354.21 \text{ kN}$
- Azioni resistenti:  
 $M_{Rd} = -1800.00 \text{ kNm}$

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 RO GA22 00 003Rev.  
AFoglio  
46 di 48

### 1.1.1.11 Piedritto elevazione – Verifica a pressoflessione

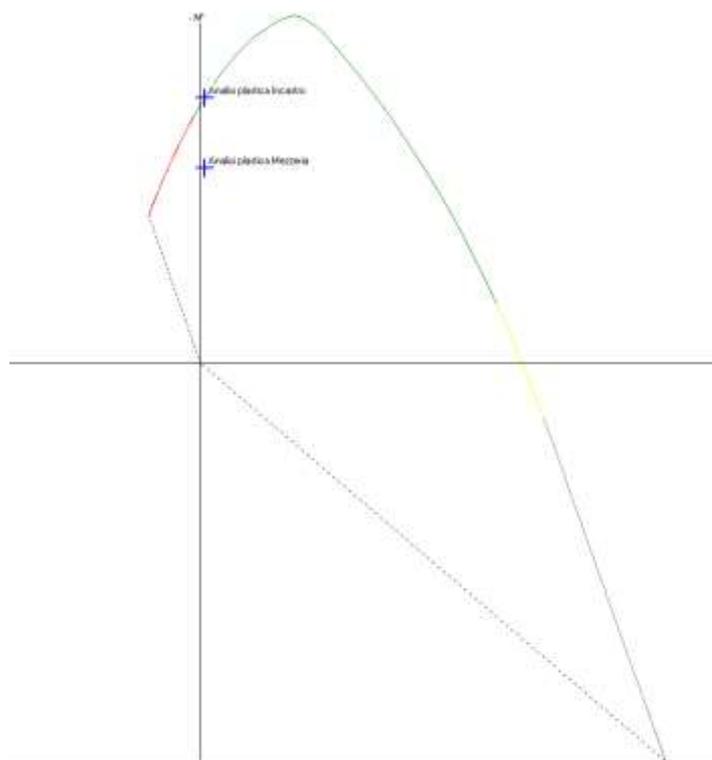
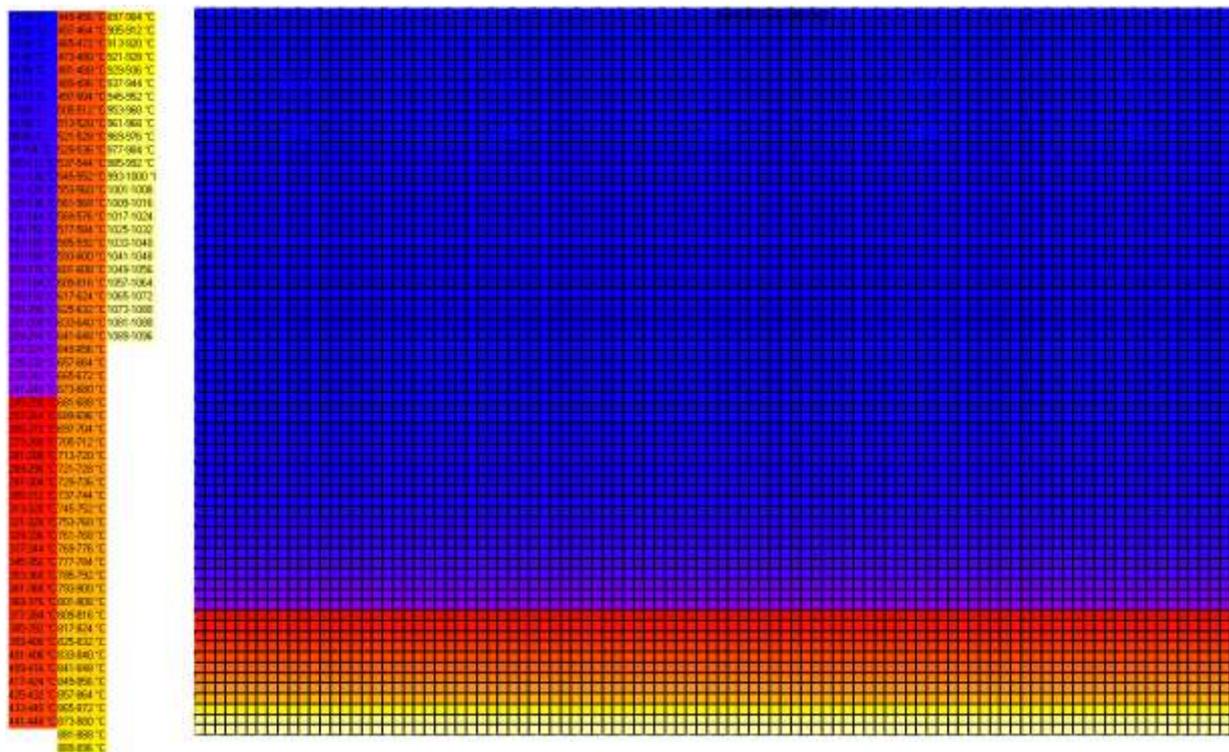
Distribuzione delle temperature a 120 minuti e domino M-N:



- Azioni sollecitanti - mezzeria:  
 $M_{Ed} = -651.81 \text{ kNm}$   
 $N_{Ed} = -282.48 \text{ kN}$
- Azioni sollecitanti – incastro superiore:  
 $M_{Ed} = -1033.97 \text{ kNm}$   
 $N_{Ed} = -210.75 \text{ kN}$
- Azioni resistenti:  
 $M_{Rd} = -1100.00 \text{ kNm}$

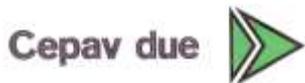
### 1.1.1.12 Soletta superiore – Verifica a pressoflessione

Distribuzione delle temperature a 120 minuti e domino M-N:



- Azioni sollecitanti - incastro:  
 $M_{Ed} = -1050.00 \text{ kNm}$   
 $N_{Ed} = -171.75 \text{ kN}$
- Azioni sollecitanti - mezzera:  
 $M_{Ed} = -770.76 \text{ kNm}$   
 $N_{Ed} = -171.75 \text{ kN}$
- Azioni resistenti:  
 $M_{Rd} = -1050.00 \text{ kNm}$

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 RO GA22 00 003

Rev.  
A

Foglio  
48 di 48

## 12. RIFERIMENTI

### 12.1 Documenti referenziati

- Rif. [1] Cepav due, documento n° IN0R 11 E E2 RB GA22 00 001, intitolato “RELAZIONE GEOTECNICA GALLERIA ARTIFICIALE IC VR MERCI B. P. DA PK 1+628.179 A PK 1+946.927”.
- Rif. [2] Cepav due, documento n° IN0R 11 E E2 CL GA22 00 001, intitolato “GA22 – GALLERIA ARTIFICIALE IC VR MERCI B. P. DA PK 1+628.179 A PK 1+946.927 – RELAZIONE DI CALCOLO CONCI 1-2-4-5-6-8-9”.
- Rif. [3] Cepav due, documento n° IN0R 11 E E2 CL GA22 00 002, intitolato “GA22 – GALLERIA ARTIFICIALE IC VR MERCI B. P. DA PK 1+628.179 A PK 1+946.927 – RELAZIONE DI CALCOLO CONCI 3a-3b-7a-7b”.

### 12.2 Documenti correlati

Non sono presenti documenti correlati.

### 12.3 Documenti superati

Non sono presenti documenti superati.