

PROGETTAZIONE DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA CONNESSA ALLA
RIQUALIFICAZIONE E AL POTENZIAMENTO DEL PALASPORT DI VIA DELLE TAGLIATE MEDIANTE
SOSTITUZIONE EDILIZIA

COMMITTENTE



Città di Lucca

COMUNE DI LUCCA
Via S. Giustina n. 32 (Palazzo
Parensi) – 55100 Lucca

CUP: J68E23000100004
CIG: B19F986BDD

Responsabile Unico del Procedimento: Ing. Antonella Giannini

RTP - MANDATARIA

ATI | Project
CREATING A BETTER REALITY

ATI PROJECT S.R.L.
Via G.B. Picotti 12/14
56124 - Pisa
Tel.: +39 050578460

RTP - MANDANTI



HELIOPOLIS 21 ARCHITECTS
Via Turati 35/b
56017 Arena Metato (PISA)
Tel.: +39 050812007



3E INGEGNERIA
Via G. Volpe 92
56121 PISA
Tel.: +39 05044428



SAMA SCAVI ARCHEOLOGICI
Via Gasperina 45
00118 ROMA
Tel.: +39 0692091221



DOTT. AGRON. FABRIZIO BUTTÈ
Viale S.Anna 19
28922 Verbania (VCO)
Tel.: +39 0323502604

DATI DI PROGETTO

DATA	N° PROGETTO	NOME PROGETTO
06.11.2025	2706-24	PPP FTE D-N Palasport Lucca (LU)

REVISIONI

N°	MOTIVAZIONE	DATA
00	Consegna PFTE	31.07.2025
01	Revisione PFTE	06.11.2025

DOCUMENTO

Copyright © by ATIproject

STATO DI PROGETTO

Relazione tecnica delle strutture

Codice Elaborato:

2706_F_00_SP_ST00_D_18_000-0_01_01

Scala:

-

GLI ELABORATI DEFINITIVI ARCHITETTONICI SONO DA LEGGERSI UNITAMENTE A QUELLI STRUTTURALI ED IMPIANTISTICI. EVENTUALI DISCREPANZE PRESENTI TRA GLI ELABORATI DELLE VARIE DISCIPLINE DEVONO ESSERE COMUNICATE TEMPESTIVAMENTE AI PROGETTISTI.

È VIETATA LA RIPRODUZIONE DEL PRESENTE ELABORATO TECNICO CON QUALESiasi MEZZO, COMPRESO LA FOTOCOPIA, QUALORA NON AUTORIZZATA DA ATIPROJECT.

2706	F	00	SP	ST	00	D	18	000	0	01	01
CODICE	LIVELLO	EDIFICIO	STATO	DISCIPLINA	SOTTODISCIPLINA	CATEGORIA	TIPPO	PIANO	SETTORE	PROGR	REV

INDICE

1	PREMESSA.....	7
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	8
3	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	9
3.1	INQUADRAMENTO.....	9
3.2	CORPI DI FABBRICA E TIPOLOGIA COSTRUTTIVA.....	11
3.3	PROTEZIONE AL FUOCO	12
3.4	OPERE DI FONDAZIONE	12
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	13
4.1	ELEMENTI IN CALCESTRUZZO	13
4.1.1	Calcestruzzo per opere di fondazione	13
4.1.2	Calcestruzzo per solette piene	13
4.1.2.1	Solette piene in ambienti interni o protetti.....	13
4.1.2.2	Solette piene esposte all'acqua piovana.....	13
4.1.3	Calcestruzzo per getto di completamento solai.....	14
4.1.3.1	Getto di completamento solai in ambienti interni o protetti.....	14
4.1.3.2	Getto di completamento solai esposti all'acqua piovana.....	14
4.1.4	Calcestruzzo per opere in elevazione.....	14
4.1.4.1	Strutture in elevazione in ambienti interni o protetti.....	14
4.1.4.2	Strutture in elevazione esposte all'acqua piovana.....	14
4.1.5	Caratteristiche del calcestruzzo	15
4.1.5.1	Calcestruzzo magro per magrone	15
4.1.5.2	Calcestruzzo C25/30	15
4.1.5.3	Calcestruzzo C30/37	16
4.1.5.4	Calcestruzzo C40/50	17
4.1.6	Copriterro.....	18
4.2	ACCIAIO DA CEMENTO ARMATO	19
4.2.1	Acciaio per calcestruzzo armato B450C	19
4.3	STRUTTURE IN CARPENTERIA METALLICA.....	20
4.3.1	Caratteristiche dell'acciaio	21
4.3.1.1	Acciaio tipo S355.....	21
4.3.1.2	Acciaio S280GD+Z	21
4.3.2	Bulloneria.....	22
4.3.2.1	Bulloni classe 8.8	22
4.3.2.2	Bulloni classe 10.9	22
4.3.2.3	Tirafondi classe 8.8	22

4.3.2.4	Tirafondi classe 10.9	22
4.3.3	Chiodi per il fissaggio della lamiera grecata	23
4.3.4	Lamiera grecata	24
4.3.5	Vernice intumescente	25
4.3.6	Zincatura	25
5	CARATTERISTICHE DELL'OPERA	26
5.1	VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO DELL'AZIONE SISMICA (§ 2.4 NTC)	26
6	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA	28
6.1	CRITERI DI VERIFICA	28
6.1.1	Generalità	29
6.1.2	Stati limite in assenza di azioni sismiche	29
6.1.2.1	Stati limite ultimi (§2.2.1 NTC)	29
6.1.2.2	Stati limite di esercizio (§2.2.2 NTC)	29
6.1.3	Stati limite in presenza di azioni sismiche	30
6.1.3.1	Stato limite di prevenzione del collasso (stato limite ultimo: SLC)	30
6.1.3.2	Stato limite di salvaguardia della vita (stato limite ultimo: SLV)	30
6.1.3.3	Stato limite di danno (stato limite di servizio: SLD)	30
6.1.3.4	Stato limite di operatività (stato limite di servizio: SLO)	30
6.2	OBIETTIVI E METODI	31
7	DEFINIZIONE DELLE AZIONI	32
7.1	CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI E NON STRUTTURALI (§3.1.2 E §3.1.3 NTC)	32
7.1.1	Peso strutturale (G1)	32
7.1.2	Carichi permanenti (G2)	32
7.1.2.1	Pacchetti di solaio e impianti a soffitto e in copertura	32
7.1.2.2	Elementi divisorii interni	35
7.1.2.3	Impianti	35
7.2	CARICHI VARIABILI	36
7.2.1	Sovraccarichi (§3.1.4 NTC)	36
7.2.2	Azione del vento (§3.3 NTC)	37
7.2.3	Azione della neve (§3.4 NTC)	39
7.2.4	Azione della temperatura (§3.5 NTC)	40
7.3	AZIONI ECCEZIONALI	41
7.3.1	Incendio (§3.6.1 NTC)	41
7.3.1.1	Definizioni	41
7.3.1.2	Classe di resistenza al fuoco	41
7.3.1.3	Verifiche di sicurezza	41

7.4 AZIONI SISMICHE (§3.2.3 NTC)	42
7.4.1 Pericolosità sismica di base.....	42
7.4.2 Definizione degli spettri di risposta elastici (§3.2.3.2).....	44
7.4.2.1 Definizione dello spettro di progetto per SLO (§3.2.3.4 NTC)	45
7.4.2.2 Definizione dello spettro di progetto per SLD, SLV e SLC (§3.2.3.5 NTC).....	45
7.4.2.3 Confronto con analisi RSL	45
8 COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	48
8.1 CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI	48
8.2 COMBINAZIONI DELLE CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI.....	48
8.2.1 Combinazioni di carico in assenza di azioni sismiche.....	51
8.2.2 Combinazioni di carico in presenza di azioni sismiche	53
9 VERIFICHE DI SICUREZZA STRUTTURALI PER ELEMENTI IN CALCESTRUZZO	56
9.1 LEGAMI COSTITUTIVI	56
9.1.1 Calcestruzzo.....	56
9.1.2 Acciaio.....	56
9.2 VERIFICA A PRESSOFLESSIONE DI TRAVI E PILASTRI	57
9.3 VERIFICA A TAGLIO DI ELEMENTI PROVVISTI DI ARMATURE TRASVERSALI	57
9.4 VERIFICA A TAGLIO DEGLI ELEMENTI PRIVI DI ARMATURA TRASVERSALE A TAGLIO.....	58
9.5 VERIFICA DEGLI ELEMENTI TOZZI – MODELLI TIRANTE-PUNTONE (<i>STRUT AND TIE</i>)	60
9.6 VERIFICA A PUNZONAMENTO	61
9.7 VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO	63
9.7.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio.....	63
9.7.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio.....	63
9.8 VERIFICA A CALDO DELLE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO	64
9.8.1 Travi e pilastri.....	64
9.8.2 Solette piene e solai con getto di completamento	65
9.8.3 Pareti.....	65
10 VERIFICHE DI SICUREZZA STRUTTURALI PER ELEMENTI IN ACCIAIO.....	66
10.1 CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI TRASVERSALI	66
10.2 VERIFICA DI RESISTENZA.....	66
10.2.1 Membrature soggette a presso-tenso flessione retta.....	66
10.2.2 Membrature soggette a presso-tenso flessione biassiale	67
10.2.3 Membrature soggette a taglio-torsione	67
10.2.4 Membrature soggette a flessione e taglio	68
10.3 VERIFICA DI STABILITÀ.....	69

10.3.1	Stabilità delle membrature presso-inflesse	69
10.3.2	Stabilità delle membrature inflesse.....	71
10.3.3	Lunghezza libera di inflessione delle colonne	72
10.3.4	Verifiche di deformabilità.....	73
10.4	VERIFICA A CALDO DELLE STRUTTURE IN ACCIAIO.....	74
10.4.1	Criteri generali di progettazione	74
10.4.2	Elementi in acciaio protetti	75
10.4.2.1	Protezione con vernice intumescente.....	75
10.4.2.2	Dimensionamento del protettivo intumescente.....	75
10.5	VERIFICA DEI COLLEGAMENTI	78
10.6	VERIFICHE CON SOFTWARE DEDICATO	78
10.6.1	Aspetti teorici del metodo delle componenti agli elementi finiti.....	78
10.6.2	Carichi	79
10.6.3	Unioni saldate	80
10.6.4	Unioni bullonate	81
10.6.5	Bulloni precaricati.....	82
10.7	COLLEGAMENTO A CERNIERA TRAVE DI TIPO FIN PLATE (PIASTRA D'ANIMA)	83
10.7.1	Verifica a taglio dei bulloni	83
10.7.2	Verifica a rifollamento della piastra.....	85
10.7.3	Verifica a taglio della sezione linda della piastra.....	86
10.7.4	Verifica a taglio della sezione netta della piastra.....	86
10.7.5	Verifica a block tearing della piastra	87
10.7.6	Verifica a flessione della piastra.....	87
10.7.7	Verifica a instabilità della piastra	88
10.7.8	Verifica a rifollamento dell'anima della trave	91
10.7.9	Verifica a taglio della sezione linda dell'anima della trave	92
10.7.10	Verifica a taglio della sezione netta dell'anima della trave	92
10.7.11	Verifica a block tearing dell'anima della trave	93
10.7.12	Verifica a flessione e taglio dell'anima della trave	95
10.7.12.1	Parte 1	95
10.7.12.2	Parte 2	97
10.8	COLLEGAMENTO A CERNIERA TRAVE DI TIPO HEADER-PLATE (PIASTRA DI TESTA FLESSIBILE)	100
10.8.1	Verifica delle saldature della trave alla piastra di collegamento	101
10.8.2	Verifica di resistenza dei bulloni/tirafondi.....	102
10.8.3	Verifica a rifollamento della piastra o dell'elemento di supporto	102
10.8.4	Verifica a taglio della sezione linda della piastra.....	103

10.8.5 Verifica a taglio della sezione netta della piastra.....	104
10.8.6 Verifica a block - tearing della piastra.....	105
10.8.7 Verifica a flessione della piastra.....	107
10.8.8 Verifica a taglio dell'anima della trave portata.....	107
10.8.9 Flessione della trave portata rastremata.....	107
10.8.10 Verifica di stabilità locale della trave rastremata.....	110
10.8.11 Verifica a punzonamento della piastra o dell'elemento di supporto.....	111
10.8.12 Verifica a flessione della piastra sotto il tiro dei bulloni/tirafondi.....	111
10.8.13 Verifica a flessione dell'elemento portante sotto il tiro dei bulloni/tirafondi.....	112
11 VERIFICHE DI SICUREZZA DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI.....	114
12 VERIFICHE DI RIGIDEZZA (RIG).....	116
13 VERIFICA DELLA DISTANZA FRA COSTRUZIONI CONTIGUE.....	117

1 PREMESSA

La presente Relazione Tecnica delle Strutture è parte del Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica (PFTE) delle opere strutturali relative all'intervento di riqualificazione e potenziamento dell'edificio in oggetto

Tipologia edificio	Impianto sportivo
Denominazione	Palasport di Via delle Tagliate
Luogo (comune e provincia)	Lucca (LU)

La relazione illustra l'oggetto dell'intervento, la divisione in corpi di fabbrica, le principali scelte progettuali adottate, la tipologia costruttiva e le azioni sismiche di progetto.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Si elencano di seguito i principali riferimenti normativi adottati per lo svolgimento dell'incarico e, in particolare, per la redazione del presente documento.

- D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018 "Nuove norme tecniche per le costruzioni", *nel seguito indicato soltanto come NTC*
- Circolare N°7 del 21 gennaio 2019 "Nuova circolare delle norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. infrastrutture 17 gennaio 2018
- Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20/03/2003 e successive modifiche "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica Allegato 4 – Norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni"
"Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione"
- D.M. Interno 16 febbraio 2007 "Progettazione delle strutture di calcestruzzo, Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici"
- UNI EN 1992-1-1:2015 – Eurocodice 2 "Progettazione delle strutture di calcestruzzo, Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio"
- UNI EN 1992-1-2:2019 – Eurocodice 2 "Costruzioni in Acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione"
- CNR 10011-97 "Progettazione delle strutture in acciaio, Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici"
- UNI EN 1993-1-1:2014 – Eurocodice 3 "Progettazione delle strutture in acciaio, Parte 1-2: Progettazione strutturale contro l'incendio"
- UNI EN 1993-1-2:2005 – Eurocodice 3 "Progettazione delle strutture in acciaio, Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti"
- UNI EN 1993-1-8:2005 – Eurocodice 3

3 DESCRIZIONE DELL'OPERA

3.1 INQUADRAMENTO

Il presente progetto di Fattibilità Tecnico Economica (PFTE) è relativo all'intervento di riqualificazione e potenziamento del Palasport di Via delle Tagliate, ubicato nella zona nord-ovest del Comune di Lucca, in località Sant'Anna.

Il Palasport oggetto di intervento, noto come "PalaTagliate", rappresenta una delle principali strutture sportive coperte del territorio comunale ed è attualmente l'unico impianto indoor in grado di ospitare eventi di rilevanza cittadina e sovra comunale. L'iniziativa progettuale nasce da un'esigenza espressa dall'Amministrazione comunale di aggiornare e valorizzare la struttura, trasformandola in un polo moderno, accessibile e multifunzionale, capace di rispondere alle attese del territorio in ambito sportivo, culturale e aggregativo.

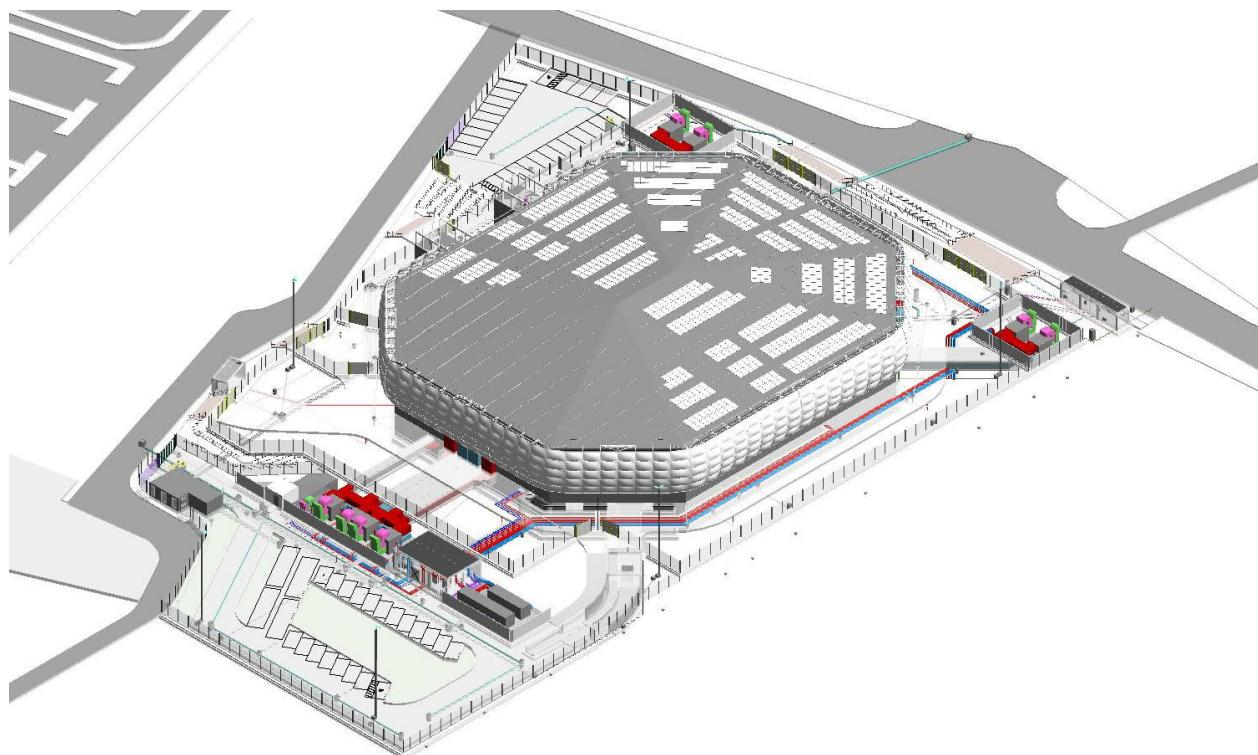


Figura 3-1 – Inquadramento

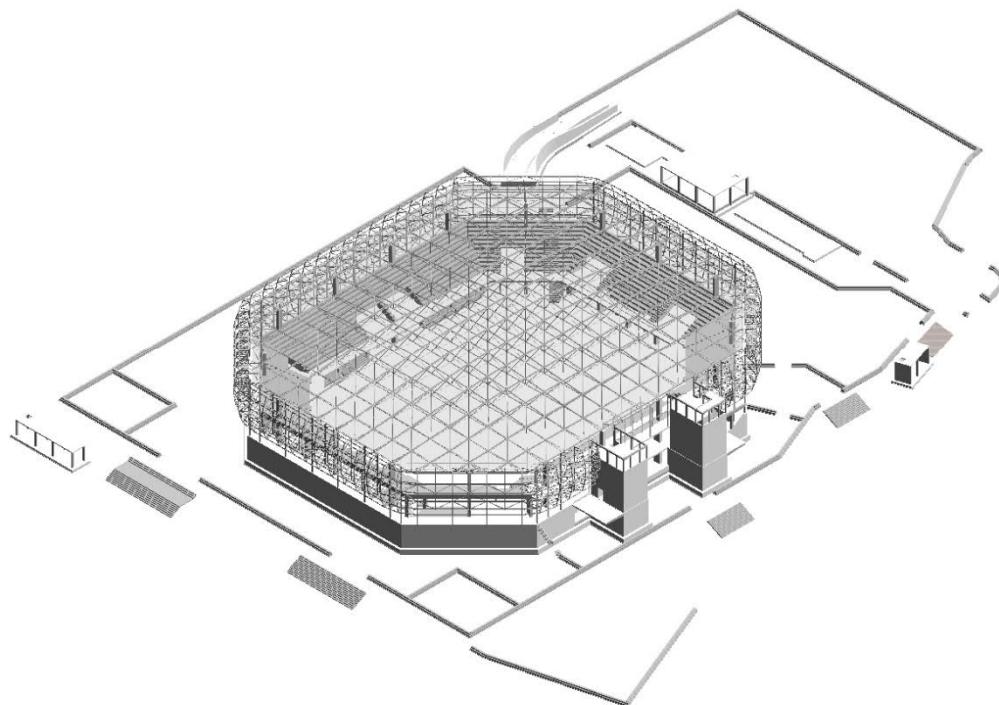


Figura 3-2 – Modello strutturale

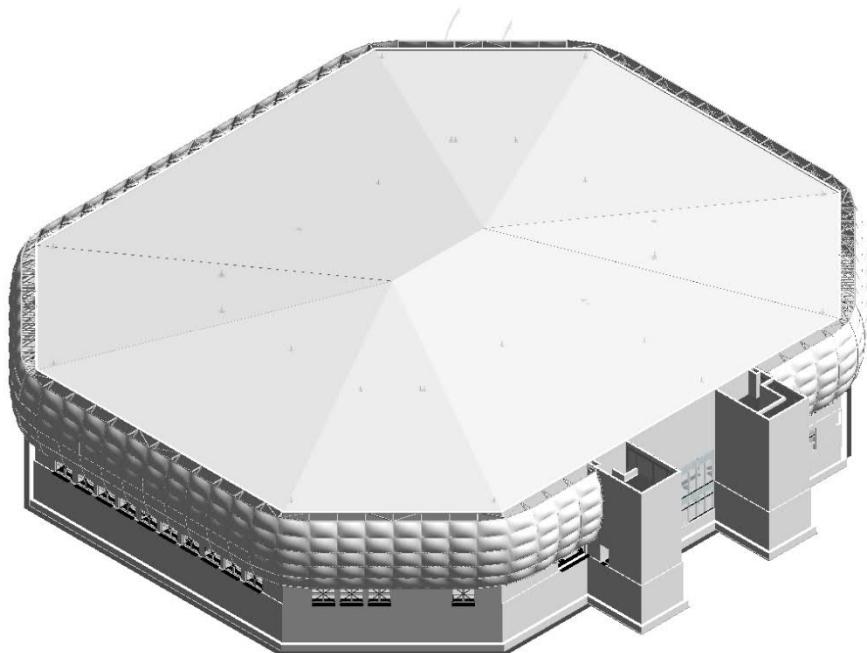


Figura 3-3: Modello strutturale e architettonico

3.2 CORPI DI FABBRICA E TIPOLOGIA COSTRUTTIVA

L'arena, di superficie complessiva di circa 5500 mq, presenta un piano interrato di circa 4 m e un'elevazione fuori terra di circa 12 m in gronda e 15 al colmo.

La struttura ha dimensioni in pianta circa 70x84 m, il blocco principale è progettato come un telaio in calcestruzzo armato con pilastri esterni 60x150 cm, pilastri interni 60x100 e trave porta gradoni 60x80, trave di collegamento dei telai L 32x80-40x107 cm. I gradoni sono di tipo prefabbricato a sezione a L 13x45-10x84 cm. La soletta di piano terra presenta spessore 30 cm e nelle zone di aggetto presenta delle mensole di irrigidimento collegate ai pilastri di dimensioni 60x60 cm con stesso estradosso della soletta.

Nel lato est sono presenti due nuclei simmetrici in c.a. di dimensioni lorde 6.2 x 8.5 m e altezza dal piano di fondazione di circa 12 m, strutturalmente indipendenti dal blocco principale con setti di spessore 25 cm. Sull'intero perimetro dell'edificio si sviluppa una facciata realizzata con cuscini in ETFE sostenuti da una struttura metallica di altezza massima pari a circa 12 m vincolata agli elementi verticali in calcestruzzo armato e alla copertura in acciaio.

La copertura a falde è realizzata tramite una reticolare spaziale in acciaio ad altezza variabile con giunti a nodi sferici. Presenta un'altezza all'imposta di circa 2.5 m e di circa 5 m in mezzeria e una luce di circa 63 m. Le sezioni sono di tipo tubolare e presentano diametri e spessori variabili. La copertura poggia su 18 elementi verticali in calcestruzzo armato distribuiti uniformemente sul perimetro tramite appoggi scorrevoli nelle direzioni trasversali.

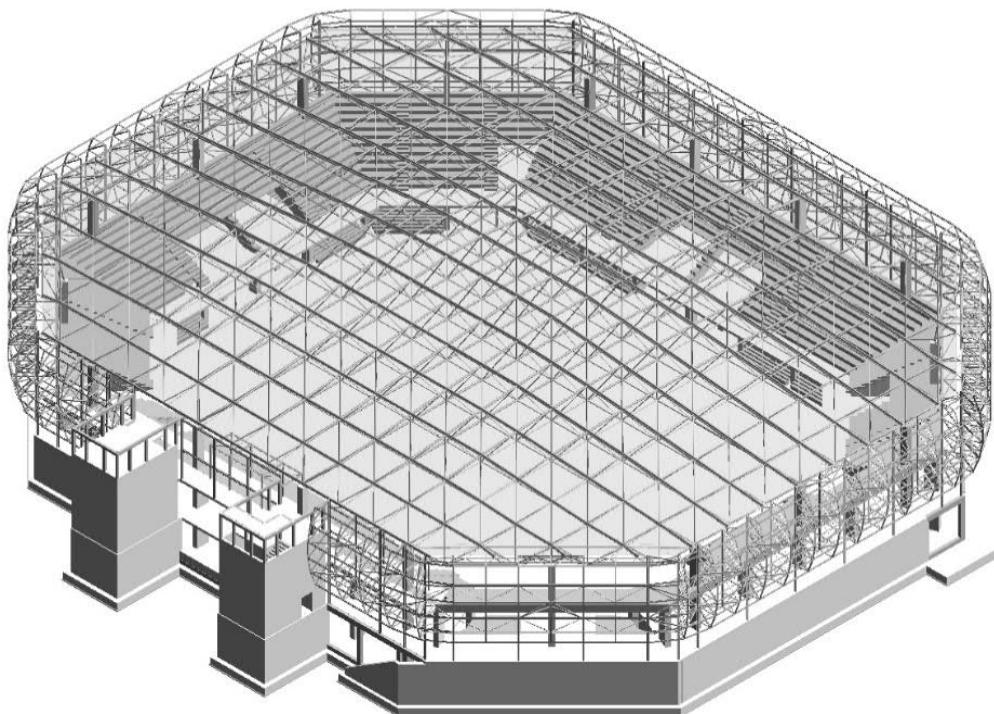


Figura 3-4 – Vista complessiva dell'arena e dei nuclei

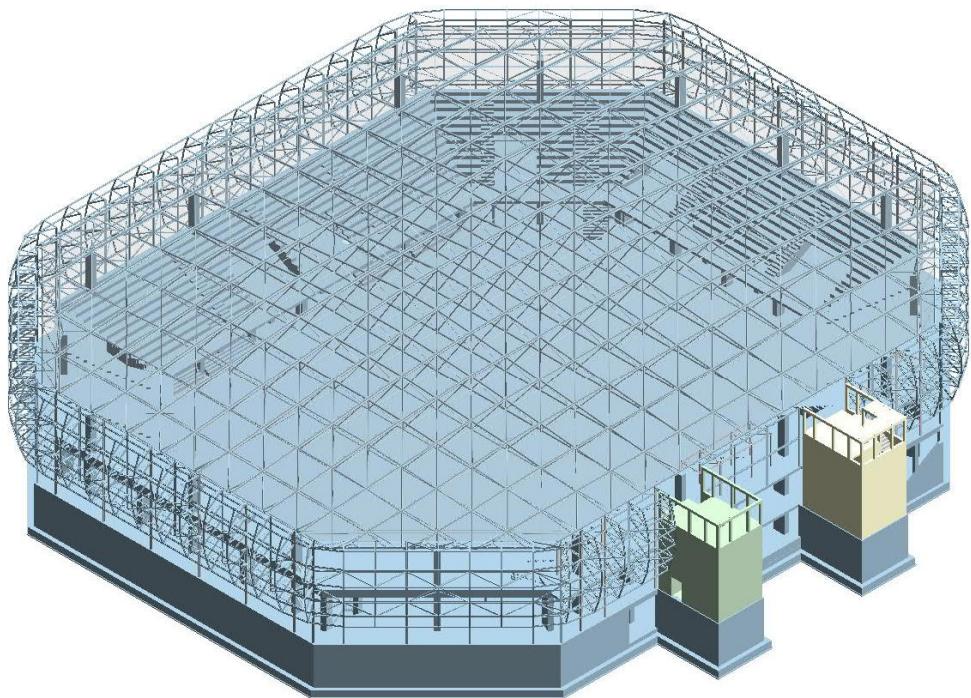


Figura 3-5: Vista del modello con evidenza dei blocchi strutturali

3.3 PROTEZIONE AL FUOCO

La protezione al fuoco è realizzata in maniera differente per le diverse tipologie costruttive. Tutti gli elementi in calcestruzzo armato sono progettati con idoneo spessore di ricoprimento delle armature atto a garantire i requisiti di reazione all'incendio previsti. Per quanto riguarda gli elementi strutturali in acciaio è previsto l'utilizzo di vernice intumescente protettiva.

3.4 OPERE DI FONDAZIONE

Le strutture di fondazione sono costituite da una platea con differenti spessori a estradosso costante. In particolare, la platea presenta uno spessore di 80 cm sotto i pilastri più esterni e 60 cm sotto i pilastri più interni, 30 cm sotto la zona da gioco. Le pareti controterra presentano uno spessore di 35 cm.

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

4.1 ELEMENTI IN CALCESTRUZZO

4.1.1 Calcestruzzo per opere di fondazione

Il calcestruzzo per opere di fondazione ha le seguenti caratteristiche:

Classe di esposizione	XC2
Classe di consistenza	S4
Tipo di cemento	CEM Tipo I o II 42,5R (UNI EN 197)
Rapporto a/c max	0.60
Contenuto minimo di cemento	280 kg/m ³
Copriferro	40 mm
Diametro max inerti	32 mm (UNI EN 12620)

4.1.2 Calcestruzzo per solette piene

4.1.2.1 Solette piene in ambienti interni o protetti

Classe di esposizione	XC1
Classe di consistenza	S4
Tipo di cemento	CEM Tipo I o II 42,5R (UNI EN 197)
Rapporto a/c max	0.65
Contenuto minimo di cemento	260 kg/m ³
Copriferro	35 mm
Diametro max inerti	20 mm (UNI EN 12620)

4.1.2.2 Solette piene esposte all'acqua piovana

Classe di esposizione	XC4
Classe di consistenza	S4
Tipo di cemento	CEM Tipo I o II 42,5R (UNI EN 197)
Rapporto a/c max	0.50
Contenuto minimo di cemento	300 kg/m ³
Copriferro	40 mm
Diametro max inerti	20 mm (UNI EN 12620)

4.1.3 Calcestruzzo per getto di completamento solai

4.1.3.1 Getto di completamento solai in ambienti interni o protetti

Classe di esposizione	XC1
Classe di consistenza	S5
Tipo di cemento	CEM Tipo I o II 42,5R (UNI EN 197)
Rapporto a/c max	0.65
Contenuto minimo di cemento	260 kg/m ³
Copriferro	30 mm
Diametro max inerti	16 mm (UNI EN 12620)

4.1.3.2 Getto di completamento solai esposti all'acqua piovana

Classe di esposizione	XC4
Classe di consistenza	S5
Tipo di cemento	CEM Tipo I o II 42,5R (UNI EN 197)
Rapporto a/c max	0.50
Contenuto minimo di cemento	340 kg/m ³
Copriferro	30 mm
Diametro max inerti	16 mm (UNI EN 12620)

4.1.4 Calcestruzzo per opere in elevazione

4.1.4.1 Strutture in elevazione in ambienti interni o protetti

Classe di esposizione	XC1
Classe di consistenza	S4
Tipo di cemento	CEM Tipo I o II 42,5R (UNI EN 197)
Rapporto a/c max	0.65
Contenuto minimo di cemento	260 kg/m ³
Copriferro	35 mm
Diametro max inerti	20 mm (UNI EN 12620)

4.1.4.2 Strutture in elevazione esposte all'acqua piovana

Classe di esposizione	XC4
Classe di consistenza	S4
Tipo di cemento	CEM Tipo I o II 42,5R (UNI EN 197)
Rapporto a/c max	0.50
Contenuto minimo di cemento	300 kg/m ³
Copriferro	40 mm
Diametro max inerti	20 mm (UNI EN 12620)

4.1.5 Caratteristiche del calcestruzzo

Di seguito vengono elencati i parametri di resistenza, i moduli elastici ed il peso specifico relativi al calcestruzzo in esame.

4.1.5.1 Calcestruzzo magro per magrone

I getti di conglomerato cementizio non armato per sottofondi saranno realizzati con calcestruzzo magro avente i seguenti requisiti:

resistenza caratteristica a compressione: $R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$

4.1.5.2 Calcestruzzo C25/30

Calcestruzzo C25/30		
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	30 MPa
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	25 MPa
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	g_c	1.5
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	acc	0.85
Peso per unità di volume	ρ_c	24 kN/m ³
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f_{cm}	33 MPa
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f_{ctm}	2.6 MPa
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk;0,05}$	1.8 MPa
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk;0,95}$	3.3 MPa
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E_{cm}	31476 MPa
Coefficiente di Poisson (in condizioni non fessurate)	ν	0.20
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione f_c	e_{c1}	0.0020
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	e_{cu}	0.0035
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	f_{cd}	14.17 MPa
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	1.20 MPa
Resistenza di calcolo a trazione per flessione	f_{cf}	1.44 MPa
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$S_{c,caratt.}$	15.00 MPa
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$S_{c,q.p.}$	11.25 MPa

4.1.5.3 Calcestruzzo C30/37

Calcestruzzo C30/37		
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	37 MPa
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	30 MPa
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	g_c	1.5
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	acc	0.85
Peso per unità di volume	ρ_c	24 kN/m ³
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f_{cm}	38 MPa
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f_{ctm}	2.9 MPa
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk;0,05}$	2.0 MPa
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk;0,95}$	3.8 MPa
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E_{cm}	32837 MPa
Coefficiente di Poisson (in condizioni non fessurate)	ν	0.20
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione f_c	e_{c1}	0.0020
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	e_{cu}	0.0035
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	f_{cd}	17.00 MPa
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	1.35 MPa
Resistenza di calcolo a trazione per flessione	f_{cfd}	1.62 MPa
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$s_{c,caratt.}$	18.00 MPa
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$s_{c,q.p.}$	13.50 MPa

4.1.5.4 Calcestruzzo C40/50

Calcestruzzo C40/50		
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	50 MPa
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	40 MPa
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	g_c	1,5
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	acc	0,85
Peso per unità di volume	ρ_c	24 kN/m ³
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f_{cm}	48 MPa
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f_{ctm}	3,5 MPa
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk;0,05}$	2,5 MPa
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk;0,95}$	4,6 MPa
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E_{cm}	35220 MPa
Coefficiente di Poisson (in condizioni non fessurate)	ν	0,20
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione f_c	e_{c1}	0,0020
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	e_{cu}	0,0035
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	f_{cd}	22,67 MPa
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	1,64 MPa
Resistenza di calcolo a trazione per flessione	f_{cfd}	1,96 MPa
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$S_{c,caratt.}$	24,00 MPa
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$S_{c,q.p.}$	18,00 MPa

4.1.6 Copriferro

L'armatura resistente deve essere protetta da un adeguato ricoprimento di calcestruzzo. Al fine della protezione delle armature dalla corrosione, lo strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve essere dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto delle tolleranze di posa delle armature (§4.1.6.1.3 NTC).

Al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato in Tabella C4.1.IV, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.IV delle NTC. I valori sono espressi in mm e sono distinti in funzione dell'armatura, barre da c.a. o cavi aderenti da c.a.p. (fili, trecce e trefoli), e del tipo di elemento, a piastra (solette, pareti, etc.) o monodimensionale (travi, pilastri). A tali valori di tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa. I valori della Tabella C4.1.IV si riferiscono a costruzioni con vita nominale di 50 anni (Tipo 2 secondo la Tabella 2.4.I delle NTC). Per costruzioni con vita nominale di 100 anni (Tipo 3 secondo la citata Tabella 2.4.I) i valori della Tabella C4.1.IV vanno aumentati di 10 mm.

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Tabella 4.1 - Tabella C4.1.IV Copriferri minimi in mm

Per il copriferro degli elementi fare riferimento all'elaborato 2706_F_00_SP_ST00_T_11_000-0_01_00 – Tabella materiali.

4.2 ACCIAIO DA CEMENTO ARMATO

4.2.1 Acciaio per calcestruzzo armato B450C

Acciaio B450C		
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450 MPa
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	g_s	1.15
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s	210000 MPa
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15
Peso per unità di volume	ρ_s	78.5 kN/m ³
Modulo di Poisson (in condizioni non fessurate)	ν	0.30
Coefficiente di dilatazione termica	α_s	$1.2 \times 10^{-7} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
Tensione tangenziale di aderenza acciaio-conglomerato cementizio di calcolo	f_{bd}	4.27 MPa
Deformazione a snervamento dell'acciaio	e_{yd}	0.001863
Deformazione ultima dell'acciaio	e_{su}	0.01
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f_{yd}	391.3 MPa
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	s_s	360 MPa

4.3 STRUTTURE IN CARPENTERIA METALLICA

Le strutture in carpenteria metallica saranno realizzate con acciaio conforme alle norme UNI EN 10025-1, UNI EN 10210-1.

La saldatura degli acciai dovrà avvenire con uno dei procedimenti all'arco elettrico codificati secondo la norma UNI EN 4063:2011.

Gli elementi in acciaio per impieghi strutturali che saranno usati sono acciai non legati e dovranno essere conformi alle UNI EN 10025-2, mentre i profili cavi dovranno essere conformi alle UNI EN 10210-2.

Gli acciai non legati si trovano nelle seguenti condizioni di fornitura e designazione:

- S - Indica che si tratta di acciaio per impieghi strutturali
- XXX - Indicazione numerica del carico unitario di snervamento (235, 275, 355)
- XX - Indicazione alfanumerica relativa alla resilienza (JR, J0, J2, K2)
- H - Sigla per i soli profili cavi

La scelta della qualità dell'acciaio e l'eventuale richiesta di ulteriori requisiti particolari verrà fatta in modo da evitare fenomeni di rottura fragile o per fatica tenendo conto dei seguenti dati:

- temperatura di esercizio
- spessore della parte strutturale
- caratteristiche e procedimenti di saldatura
- dettagli costruttivi interessati
- tipo di sollecitazione prevista (statica, dinamica, fatica)
- regime di tensione previsto nel calcolo

Per elementi importanti, quali pilastri, travi composte saldate e elementi di giunzione (piatti e profilati), di strutture saldate soggetti a trazione con tensione prossima a quella limite aventi spessori maggiori di 25 mm e forme tali da produrre sensibili concentrazioni locali di tensioni, la temperatura T alla quale è garantita per l'acciaio una resilienza longitudinale KV di 27 J (UNI EN 10045) dovrebbe essere minore o uguale alla temperatura minima di servizio (Ts).

In particolare, per la scelta della qualità dell'acciaio strutturale da impiegare a basse temperature possono essere utilizzate le tabelle seguenti dove il grado per gli acciai italiani ed europei è conforme alla qualifica secondo UNI EN 10025.

		Spessori (mm)		
-	Ts (°C)	≤20	>20	>40
-	+20	- JR	- JR	- JR - J0**
-	+10	- JR - J0*	-	- J0
-	0	- JR - J0*	- J0	- J0 - J2**
-	-10	- J0 - J2*	-	- J2
-	-20	- J0 - J2*	- J2	- J2 - K2

* A seconda dell'importanza dell'elemento strutturale: sono da considerarsi elementi strutturali importanti le colonne, le travi composte-saldate, gli elementi di giunzione (piatti e profilati) soggetti a fatica o a sollecitazioni d'urto

** grado superiore per strutture soggette a fatica o a sollecitazioni d'urto e per temperature di servizio prossime al livello inferiore

4.3.1 Caratteristiche dell'acciaio

4.3.1.1 Acciaio tipo S355

Gli elementi di carpenteria metallica relativi ai parapetti sono realizzati con acciaio di classe di resistenza S355. Ai fini del calcolo e delle verifiche col metodo agli stati limite, si sono assunti i seguenti valori delle caratteristiche fisico-mecaniche dell'acciaio.

Acciaio tipo S355		
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	355 MPa
Tensione caratteristica di rottura	f_{ik}	510 MPa
Coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza delle sezioni	g_{M0}	1.05
Coefficiente parziale di sicurezza all'instabilità delle membrature	g_{M1}	1.05
Coefficiente di dilatazione termica	α_s	$1.2 \times 10^{-7} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s	210000 MPa
Modulo di Poisson	ν	0.30
Peso per unità di volume	ρ_s	78.5 kN/m ³
Resistenza di calcolo delle sezioni	f_d	338 MPa
Resistenza di calcolo delle sezioni ad instabilità	f_d	338 MPa
Rapporto fra la tensione di snervamento di ogni provino e quella caratteristica del materiale	$f_y/f_{y,nom}$	<1.25
Rapporto medio delle tensioni di rottura e di snervamento dei provini	$(f_i/f_y)_{medio}$	>1.15
Saldature a cordoni d'angolo		
Coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza delle saldature	g_{M2}	1.25
Coefficiente β per l'acciaio S355	β	0.9
Coefficiente β_1 per l'acciaio S355	β_1	0.7
Coefficiente β_2 per l'acciaio S355	β_2	0.85
Resistenze di progetto per sezione di gola nell'effettiva posizione	$f_{ik}(\beta \cdot \gamma_{M2})$	453.33 MPa
Resistenze di progetto per sezione di gola in posizione ribatata (1)	$f_{yk} \cdot \beta_1$	248.50 MPa
Resistenza di progetto per sezione di gola in posizione ribaltata (2)	$f_{yk} \cdot \beta_2$	301.75 MPa

4.3.1.2 Acciaio S280GD+Z

Per le lamiere grecate si prevede un acciaio S320GD+Z che ha le seguenti caratteristiche meccaniche:

Acciaio tipo S320D+Z		
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	320 MPa
Tensione caratteristica di rottura	f_{ik}	390 MPa
Coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza delle sezioni	g_{M0}	1.05
Coefficiente parziale di sicurezza all'instabilità delle membrature	g_{M1}	1.05
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s	210000 MPa
Peso per unità di volume	ρ_s	78.5 kN/m ³
Resistenza di calcolo delle sezioni	f_{yd}	305 MPa

4.3.2 Bulloneria

Gli elementi di collegamento impiegati nelle unioni a taglio saranno conformi alla norma armonizzata UNI EN 15048-1 e dovranno recare la relativa marcatura CE.

4.3.2.1 Bulloni classe 8.8

Bulloni classe 8.8		
Tensione di snervamento	f_{yb}	640 N/mm ²
Tensione di rottura	f_{tb}	800 N/mm ²
Classe di resistenza dadi		8 o 10
Durezza rondella		100 o 300 HV min

4.3.2.2 Bulloni classe 10.9

Bulloni classe 10.9		
Tensione di snervamento	f_{yb}	900 N/mm ²
Tensione di rottura	f_{tb}	1000 N/mm ²
Classe di resistenza dadi		10 o 12
Durezza rondella		100 o 300 HV min

4.3.2.3 Tirafondi classe 8.8

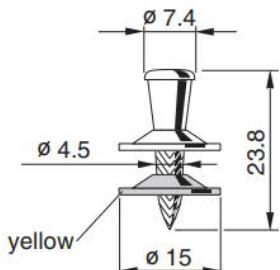
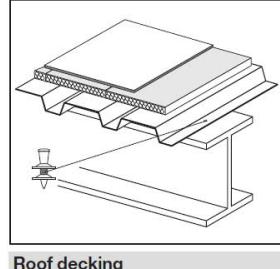
Tirafondi classe 8.8		
Tensione di snervamento	f_{yb}	640 N/mm ²
Tensione di rottura	f_{tb}	800 N/mm ²
Classe di resistenza dadi		8 o 10
Durezza rondella		100 o 300 HV min

4.3.2.4 Tirafondi classe 10.9

Tirafondi classe 10.9		
Tensione di snervamento	f_{yb}	900 N/mm ²
Tensione di rottura	f_{tb}	1000 N/mm ²
Classe di resistenza dadi		10 o 12
Durezza rondella		100 o 300 HV min

4.3.3 Chiodi per il fissaggio della lamiera grecata

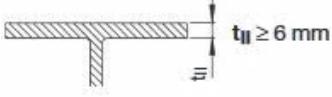
Per il fissaggio della lamiera grecata alle piattabande superiori delle travi verranno usati chiodi X-ENP – **HILTI** o similare che presentano le seguenti caratteristiche:

Product data	
Dimensions	General information
	Material specifications Carbon steel shank: HRC 58 Zinc coating: 8–16 µm
	Fastening tools Single nail: DX 76 F15, DX 76 PTR with X-76-F15-PTR fastener guide DX 860-ENP
	Collated nails: X-ENP-19 L15 MX, white magazine strip X-ENP-19 L15 MXR, grey magazine strip <small>See fastener selection for more details.</small>
	Approvals ETA-04/0101 (Europe), UL R13203, FM 3021719, ICC ESR-2197 (USA), MLIT (Japan), ABS

Application requirements

Thickness of base material

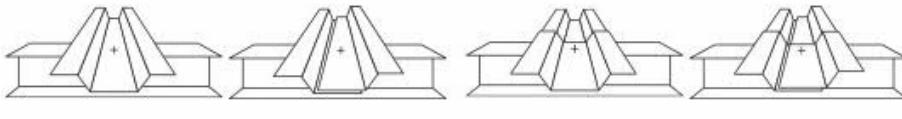
Steel thickness t_{II}



Thickness of fastened material

$\Sigma t_{I, tot} \leq 4.0$ mm

Sheet thicknesses and overlap types



(a) single (b) side lap (c) end overlap (d) side lap and end overlap

Nominal sheeting thickness t_I [mm]

0.63–1.00

> 1.00–1.25

> 1.25–2.50

Allowable overlap types

a, b, c, d

a, c

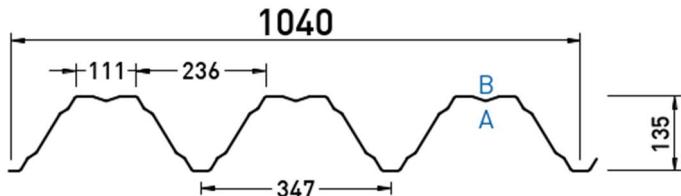
a

With the above recommended sheet thickness and overlap types, it is not necessary to take into account the effect of constraints due to temperature for steel grades up to S320 (EN 10346). For steel grade S350 (EN 10346) it shall be considered for design. Sheets of grade S350 on base material $t_{II} \geq 8$ mm have been verified by Hilti, forces of constraint can be neglected.

4.3.4 Lamiera grecata

Le lamiere grecate saranno realizzate in modo conforme alla norma UNI EN 10326.

La lamiera scelta è una lamiera di tipo *SAND 135* o similari; che presenta le seguenti caratteristiche:



DATI STATICI		Memento in campata		Memento all'appoggio		PESO
Sp. Th. (mm)	Jy (cm ⁴ /m)	We inf (cm ³ /m)	We sup (cm ³ /m)	We inf (cm ³ /m)	We sup (cm ³ /m)	Steel Kg/m ²
0,75	236,25	30,18	40,67	29,45	41,69	8,49
0,80	253,71	32,29	43,86	31,69	44,61	9,06
0,88	281,78	35,68	49,00	35,31	49,27	9,96
1,00	322,19	40,63	56,21	40,63	56,21	11,32
1,15	370,52	46,69	64,56	46,69	64,56	13,02
1,25	402,74	50,72	70,11	50,70	70,11	14,15
1,50	483,30	60,76	83,95	60,76	83,95	16,98

Larghezza appoggio esterno: 100 mm											End support width: 100 mm										
Sp. Th. mm	Interasse appoggi (m) / Carico uniformemente distribuito (daN/m ²)										Span (m) / Uniformly distributed load (daN/sqm)										
	CAMPATA SINGOLA										SINGLE SPAN										
Stato limite Limit state	4,40	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60	5,80	6,00	6,20	6,40	6,60	6,80	7,00	7,20	7,40	7,60	7,80			
0,75	SLU	287	261	239	219	202	186	172	160	149	138	129	121	113	106	100	94	89	84		
	1/150	205	187	171	156	144	133	123	114	106	93	84	76	69	62	56	51	47	43		
	SLE*	1/200	205	187	158	138	122	108	96	85	76	68	61	55	50	45	40	37	33	30	
	SLS*	1/250	165	143	125	109	96	85	75	67	59	53	47	42	38	34	31	28	25	23	
0,80	1/300	136	118	103	90	79	69	61	54	48	43	38	34	31	27	24	22	20	18		
	SLU	329	299	274	251	231	213	197	183	170	159	148	139	130	122	115	108	102	96		
	1/150	235	214	196	179	165	152	141	125	112	100	90	81	74	67	61	55	50	46		
	SLE*	1/200	224	194	169	149	131	116	103	91	82	73	66	59	53	48	43	39	36	32	
0,88	1/250	177	154	134	117	103	91	81	72	64	57	51	46	41	37	33	30	27	24		
	SLU	381	347	318	291	268	247	229	213	198	184	172	161	151	142	133	125	118	112		
	1/150	272	248	227	208	192	177	164	146	131	118	106	96	86	78	71	65	59	54		
	SLE*	1/200	262	228	199	174	153	136	120	107	96	86	77	69	62	56	51	46	42	38	
1,00	1/250	208	180	157	137	121	107	95	84	75	67	60	54	48	43	39	35	32	29		
	SLU	435	396	362	332	305	282	261	242	225	210	196	183	172	161	152	143	135	127		
	1/150	310	283	258	237	218	201	186	173	161	142	127	115	104	94	86	78	71	65		
	SLE*	1/200	310	283	239	210	185	163	145	129	115	103	93	83	75	68	61	56	50	46	
1,00	1/250	250	217	189	166	146	128	114	101	90	80	72	65	58	52	47	42	38	34		
	1/300	207	179	156	136	119	105	93	82	73	65	58	52	46	42	37	33	30	27		

4.3.5 Vernice intumescente

Vernice intumescente *AMONN Firetex FX 5090* o similare di analoghe prestazioni.

Tipologia	RIQUALIFICA AL FUOCO DI STRUTTURE IN ACCIAIO
Norma di riferimento	EN 13381-8
Resistenza al fuoco	Da R 15 a R 180 - Temp. Critica da 350° a 750°
Tipologia di profili protetti	I/H (Profili aperti), chiusi a sezione quadra e circolare
Marcatura C.E.	ETA -20/1198
Certificazione ambientale	LEED V4 e V4.1 - VOC Emission CPDH 01350 v 1.2 - VOC Content EU Decopaint Directive 2004/42/CE
Sistema protettivo	Firetex FX 5090 - Pittura intumescente all'acqua monocomponente Sherwin-Williams
Consumo	In funzione della Temperatura critica di collasso del singolo elemento
Doc. tecnico di riferimento	ETA-20/1198
Preparazione del supporto	Fondi compatibili: epossipoliamminici al fosfato di zinco/epossivinilici/alchidici/alchidici modificati con resine fenoliche.

4.3.6 Zincatura

Gli elementi strutturali in acciaio, compresi piatti e bulloni, posti in ambiente esterno dovranno essere protetti con zincatura a caldo.

La zincatura dovrà essere conforme alla norma UNI EN ISO 1461.

Gli elementi in acciaio hanno una durabilità di classe C2

Gli spessori minimi necessari per considerare conforme lo strato protettivo di zinco seguiranno gli spessori definiti dalla ISO 1461 riportati nella seguente tabella:

-	Spessore acciaio	-	Spessore rivestimento	medio	del
-	<1.5 mm	-	> 45 micron		
-	1.5 <s< 3 mm	-	> 55 micron		
-	3.1 <s< 6 mm	-	> 70 micron		
-	>6 mm	-	> 85 micron		

5 CARATTERISTICHE DELL'OPERA

5.1 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO DELL'AZIONE SISMICA (§ 2.4 NTC)

La vita nominale di un'opera strutturale (VN) è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella tabella sottostante:

Tipi di costruzione		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	100

Tabella 5.1 - Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classi d'uso	Descrizione
Classe I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
Classe II	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
Classe III	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
Classe IV	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Tabella 5.2 - Classificazione delle costruzioni

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_u (§2.4.3 NTC 2018):

$$V_R = V_N \times C_u$$

Il valore del coefficiente d'uso C_u è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella tabella sottostante.

Classi d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente C_u	0.7	1.0	1.5	2.0

Tabella 5.3 - Valori del coefficiente d'uso C_u da normativa

Nel caso specifico la costruzione ha livelli di prestazione ordinari, mentre per la destinazione d'uso ricade in Classe d'uso IV (funzioni pubbliche e/o strategiche), per cui si ha:

Parametro	Valore
Classe d'uso	IV
Vita nominale V_N	50 anni
Coefficiente d'uso C_u	2
Periodo di riferimento per l'azione sismica, $V_R=V_N \times C_u$	100 anni

Tabella 5.4 – Riepilogo dei parametri di riferimento

6 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza e la progettazione di nuove costruzioni deve essere eseguita con riferimento agli stati limite ultimi SLU e agli stati limite di esercizio SLE.

In presenza di azioni sismiche, i requisiti di sicurezza relativi agli SLU possono essere ritenuti soddisfatti qualora siano eseguite le verifiche rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV); i requisiti di sicurezza relativi agli SLE possono essere ritenuti soddisfatti qualora siano eseguite le verifiche rispetto alla condizione di danno (SLD) e operatività (SLO).

In particolare, per le costruzioni di classe III e IV la deformabilità della struttura sotto le azioni sismiche dovrà essere contenuta secondo i limiti indicati dalla norma (§7.3.6.1 NTC 2018) ridotti di 2/3, sotto le azioni sismiche di progetto relative allo SLO.

6.1 CRITERI DI VERIFICA

La valutazione della sicurezza viene eseguita mediante il metodo semiprobabilistico agli stati limite basato sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza.

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale viene verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici, R_{kj} e F_{kj} definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza.

In genere, i frattili sono assunti pari al 5%. Per le grandezze con piccoli coefficienti di variazione, ovvero per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare frattili al 50% (valori mediani).

Per la sicurezza di opere e sistemi geotecnici, i valori caratteristici dei parametri fisico-meccanici dei terreni sono definiti al §6.2.2 NTC 2018.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali di sicurezza" espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove:

R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$ delle azioni come indicato nel § 2.5.3 NTC, o direttamente $E_{dj} = E_{kj} \cdot \gamma_{Ej}$.

I coefficienti parziali di sicurezza γ_{Mi} e γ_{Fj} , associati rispettivamente al materiale i-esimo e all'azione j-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e all'affidabilità del modello di calcolo.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale. Le opere strutturali verranno verificate:

- per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
- per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese;
- quando necessario, nei confronti degli effetti derivanti dalle azioni termiche connesse con lo sviluppo di un incendio.

6.1.1 Generalità

Si definisce *stato limite (SL)* uno stato superato il quale la struttura (o uno dei suoi elementi costitutivi) non è più in grado di soddisfare i requisiti richiesti dalla sua destinazione d'uso (secondo gli standard della nuova normativa sismica).

La valutazione del livello di sicurezza strutturale è svolta conducendo le verifiche nei riguardi degli *stati limite ultimi (SLU)* e degli *stati limite di esercizio (SLE)*. In presenza di sisma, inoltre, si considerano ulteriori stati limite, le cui definizioni sono date nel seguito. Gli specifici stati limite da sottoporre a verifica sono indicati dalla vigente normativa in considerazione del tipo di struttura e di materiali in esame.

Le azioni sulla costruzione sono cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

6.1.2 Stati limite in assenza di azioni sismiche

6.1.2.1 Stati limite ultimi (§2.2.1 NTC)

Gli *stati limite ultimi (SLU)* sono associati al collasso della struttura o di sue parti, oppure ad altre forme simili di guasto strutturale. Generalmente, gli SLU riguardano la sicurezza delle persone e della struttura.

Nel caso in esame sono stati considerati i seguenti SLU:

- spostamenti o deformazioni eccessive;
- raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti;
- raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme;
- instabilità di parti della struttura o del suo insieme.

6.1.2.2 Stati limite di esercizio (§2.2.2 NTC)

Gli *stati limite di esercizio (SLE)* corrispondono a condizioni oltre le quali i requisiti funzionali specificati per una struttura o un elemento strutturale non sono più soddisfatti. Solitamente, gli *SLE* concernono il funzionamento della struttura o degli elementi strutturali in condizioni di esercizio normale, il comfort delle persone, l'aspetto delle costruzioni.

Nel caso in esame sono stati considerati i seguenti SLE:

- danneggiamenti locali che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
- spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso, l'efficienza e l'aspetto della costruzione, di elementi non strutturali, impianti, macchinari;

La condizione di verifica si esplica nel controllo delle seguenti disuguaglianze:

$$C_d \geq E_d$$

dove:

E_d è l'effetto di progetto delle azioni in termini di spostamento;

C_d è un valore funzione di certi requisiti o proprietà assegnate alla struttura.

6.1.3 Stati limite in presenza di azioni sismiche

Poiché la costruzione in oggetto ricade in zona dichiarata sismica, agli stati limite sopra considerati se ne aggiungono altri prescritti dalle norme vigenti allo scopo di assicurare che in caso di evento sismico sia protetta la vita umana, siano limitati i danni e rimangano funzionanti le strutture essenziali agli interventi di protezione civile. Per ciascuno degli stati limite considerati viene associata una probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} (Tab. 3.2.I. NTC 2018).

Per ogni valore di P_{V_R} viene calcolato il periodo di ritorno medio T_R di un evento avente quell'entità attraverso la seguente relazione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

I valori così ottenuti vengono riportati nella seguente tabella:

Stato limite	$P_{V_R} [\%]$	T_R [anni]
SLO	81	60
SLD	63	101
SLV	10	949
SLC	5	1950

6.1.3.1 Stato limite di prevenzione del collasso (stato limite ultimo: SLC)

A seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

6.1.3.2 Stato limite di salvaguardia della vita (stato limite ultimo: SLV)

A seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

6.1.3.3 Stato limite di danno (stato limite di servizio: SLD)

A seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

6.1.3.4 Stato limite di operatività (stato limite di servizio: SLO)

A seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

Le verifiche di sicurezza effettuate in presenza di azione sismica per le strutture in di nuova realizzazione sono di seguito riassunte:

(stato limite ultimo SLV)

- Resistenza delle strutture
- Duttilità delle strutture

(stato limite di servizio – SLO)

- Compatibilità degli spostamenti

6.2 OBIETTIVI E METODI

Per valutare il livello di sicurezza delle opere in oggetto, è stato eseguito il calcolo strutturale allo scopo di stabilire, attraverso un procedimento quantitativo, se la costruzione sia in grado o meno di resistere alle azioni cui è, o potrà essere, sottoposta durante la sua vita utile, compatibilmente con i requisiti di esercizio ed in modo che ne sia assicurata la durabilità.

Il calcolo è stato condotto attraverso le seguenti fasi:

- 1) schematizzazione del problema strutturale:
 - definizione delle azioni agenti sulla costruzione, ivi compresa quella sismica, in considerazione di: destinazione d'uso, esigenze funzionali, ubicazione geografica, zonizzazione sismica, suolo di fondazione, esigenze del Committente etc.;
 - definizione degli stati limite da sottoporre a verifica.
- 2) definizione dei modelli di calcolo:
 - modellazione della struttura, dei vincoli e dei materiali;
 - modellazione delle azioni.
- 3) analisi del modello col metodo degli elementi finiti;
 - analisi elastica lineare per le azioni non sismiche;
 - analisi dinamica lineare con spettro di risposta in presenza di azioni sismiche.
- 4) controllo dei risultati e verifiche di resistenza:
 - controllo generale dei risultati del calcolo e confronto dei singoli risultati con calcoli eseguiti con metodi alternativi;
 - verifiche di sicurezza degli elementi strutturali.

7 DEFINIZIONE DELLE AZIONI

7.1 CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI E NON STRUTTURALI (§3.1.2 E §3.1.3 NTC)

7.1.1 Peso strutturale (G1)

Il programma di calcolo applica i pesi propri degli elementi strutturali secondo il peso specifico del materiale, che è stato considerato pari a:

- 25,00 kN/m³ per il calcestruzzo armato;
- 78,50 kN/m³ per l'acciaio;

7.1.2 Carichi permanenti (G2)

7.1.2.1 Pacchetti di solaio e impianti a soffitto e in copertura

Il programma di calcolo applica i carichi permanenti e quelli accidentali dei solai direttamente agli elementi interessati una volta definita la tipologia dei solai, la loro posizione ed orditura.

Per gli orizzontamenti degli edifici per abitazioni e uffici, il peso proprio di elementi divisorii interni potrà essere ragguagliato ad un carico permanente portato uniformemente distribuito, purché vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare una adeguata ripartizione del carico. Il carico uniformemente distribuito ora definito dipende dal peso proprio per unità di lunghezza delle partizioni (§3.1.3.1 NTC).

Si riportano nei seguenti paragrafi i carichi permanenti non strutturali presenti nella struttura.

Fare riferimento all'elaborato 2706_F_A1_SP_ST00_T_11_000-0_01 - Mappe dei carichi - Arena principale.

Arena principale

	Stratigrafia architettonica	Impianti + controsoffitto	Tramezzi	Valore di calcolo	Colore
Piano Interrato 1	335 kg/mq	-	120 kg/mq	455 kg/mq	
Piano Interrato 2	335 kg/mq	-	-	335 kg/mq	
Piano Terra	180 kg/mq	50 kg/mq	80 kg/mq	310 kg/mq	
Piano Terra	320 kg/mq	50 kg/mq	-	370 kg/mq	
Piano Primo	180 kg/mq	50 kg/mq	80 kg/mq	310 kg/mq	
Tribune	50 kg/mq	50 kg/mq	-	100 kg/mq	
Scale nuclei	50 kg/mq	-	-	50 kg/mq	
Copertura nuclei scala	170 kg/mq	50 kg/mq	-	220 kg/mq	
Copertura	60 kg/mq	30 kg/mq	-	90 kg/mq	

PI01e PI06 - pavimentazione cemento industriale controterra		Descrizione		
Materiale	Spessore mm	Densità	kg/m ²	
Pavimentazione industriale	150 mm	2200.00 kg/m ³	330.00 kg/m ²	
Isolante in XPS	80 mm	35.00 kg/m ³	2.80 kg/m ²	
TOTALE PACCHETTO PAVIMENTO		230 mm		332.80 kg/m ²
Incidenza tramezzi				
Impianti a soffitto				
Controsoffitto				
TOTALE CARICHI AGGIUNTIVI				0.00 kg/m ²
VALORE DI CALCOLO				335.00 kg/m ²

PI03 - pavimentazione interpiano in calcestruzzo industriale		Descrizione		
Materiale		Spessore mm	Densità	kg/m ²
Pavimentazione industriale		80 mm	2200.00 kg/m ³	176.00 kg/m ²
	TOTALE PACCHETTO PAVIMENTO	80 mm		176.00 kg/m ²
Incidenza tramezzi				
Impianti a soffitto				
Controsoffitto				
	TOTALE CARICHI AGGIUNTIVI			0.00 kg/m ²
	VALORE DI CALCOLO			180.00 kg/m ²

PI03.b - pavimentazione interpiano in cemento industriale		Descrizione		
Materiale		Spessore mm	Densità	kg/m ²
Pavimentazione industriale		80 mm	2200.00 kg/m ³	176.00 kg/m ²
Massetto alleggerito 1200 kg/mc		120 mm	1200.00 kg/m ³	144.00 kg/m ²
	TOTALE PACCHETTO PAVIMENTO	200 mm		320.00 kg/m ²
Incidenza tramezzi				
Impianti a soffitto				
Controsoffitto				
	TOTALE CARICHI AGGIUNTIVI			0.00 kg/m ²
	VALORE DI CALCOLO			320.00 kg/m ²

PI03 - pavimentazione interpiano in calcestruzzo industriale		Descrizione		
Materiale		Spessore mm	Densità	kg/m ²
Pavimentazione industriale		80 mm	2200.00 kg/m ³	176.00 kg/m ²
	TOTALE PACCHETTO PAVIMENTO	80 mm		176.00 kg/m ²
Incidenza tramezzi				80.00 kg/m ²
Impianti a soffitto				20.00 kg/m ²
Controsoffitto				30.00 kg/m ²
	TOTALE CARICHI AGGIUNTIVI			130.00 kg/m ²
	VALORE DI CALCOLO			310.00 kg/m ²

PI03.b - pavimentazione interpiano in cemento industriale		Descrizione		
Materiale		Spessore mm	Densità	kg/m ²
Pavimentazione industriale		80 mm	2200.00 kg/m ³	176.00 kg/m ²
Massetto alleggerito 1200 kg/mc		120 mm	1200.00 kg/m ³	144.00 kg/m ²
	TOTALE PACCHETTO PAVIMENTO	200 mm		320.00 kg/m ²
Incidenza tramezzi				20.00 kg/m ²
Impianti a soffitto				30.00 kg/m ²
Controsoffitto				50.00 kg/m ²
	TOTALE CARICHI AGGIUNTIVI			370.00 kg/m ²
	VALORE DI CALCOLO			370.00 kg/m ²

T01 - Copertura Arena		Descrizione		
Materiale		Spessore mm	Densità	kg/m ²
Lamiera alluminio		1 mm	2700.00 kg/m ³	2.70 kg/m ²
Isolante lana di roccia bassa densità		50 mm	40.00 kg/m ³	1.98 kg/m ²
Lastra in fibrocemento		13 mm	960.00 kg/m ³	12.00 kg/m ²
Isolante lana di roccia doppia densità		150 mm	165.00 kg/m ³	24.67 kg/m ²
Barriera al vapore in polietilene		1 mm	500.00 kg/m ³	0.60 kg/m ²
Lastra in fibrocemento		6 mm	960.00 kg/m ³	5.76 kg/m ²
Lastra in fibrocemento		13 mm	960.00 kg/m ³	12.00 kg/m ²
TOTALE PACCHETTO PAVIMENTO		232 mm		59.71 kg/m ²
Incidenza tramezzi				
Impianti a soffitto				
Controsoffitto				
TOTALE CARICHI AGGIUNTIVI				0.00 kg/m ²
VALORE DI CALCOLO				60.00 kg/m ²

Per il carico relativo a impianti e controsoffitto della copertura principale è stata svolta un'analisi più dettagliata coerente con quanto previsto nella progettazione degli impianti elettrici e meccanici. Al fine di garantire flessibilità nel posizionamento e considerare la variabilità degli appendimenti, i pesi sono stati considerati come carichi uniformemente distribuiti incrementati del 5% e arrotondati alla centinaia superiore.

ELE		p [kg]	Num.	P [kg]	P_T ' [kg]	$P_{+5\%}$ [kg]	P_T [kg]	
Fotovoltaico	Pannello Vertex S - TSM-NEG9R.28	21	690	14490	21390	22459.5	22 500	
	Telaio di fissaggio	10	690	6900				
Illuminazione	ALO 3 2T12 ASM 9057.450-66M OT50	34.2	16	547.2	1637.8	1719.7	1 800	
	ALO 2 2T12 ASM 9057.500-44M OT50	29.3	22	644.6				
	GQ1 0V45 HB-W 4.48-8M EM	7.5	48	360.0				
	Fissaggio	1	86	86.0				
Diffusione sonora	EEVT 4G200EXN	16.3	36	586.8	814.8	855.5	900	
	EV2G360EXN SUB	15	12	180				
	Fissaggio	1	48	48				
Schermi	Schermo 5x2.5	400	4	1600	2020	2121.0	2 200	
	Traliccio e paranco 500kg	105	4	420				
		p [kg/m]	l [m]	P [kg]	P_T ' [kg]	$P_{+5\%}$ [kg]	P_T [kg]	
Passerelle cavi	Passerella	3.3	200	666.7	1866.7	1960.0	2 000	
	Fissaggio	1	200	200.0				
	Cavi	5	200	1000.0				
ARC		p [kg/mq]	A [mq]	P [kg]	P_T ' [kg]	$P_{+5\%}$ [kg]	P_T [kg]	
Controsoffitto acustico	Rockfon Boxer	2.4	2535	6084	11154	11711.7	11 800	
	Fissaggo	2	2535	5070				
MEC		p [kg/m]	l [m]	P [kg]	P_T ' [kg]	$P_{+5\%}$ [kg]	P_T [kg]	
Canali areazione	Ø 1350	42.4	245	10388	17698.4	18583.3	18 600	
	Ø 1351	25.1	234	5873.4				
	Fissaggio	3	479	1437				
				Peso totale		59 800		
				Area		4 700		
				12.7				

Volendo comunque mantenere dei margini di sicurezza dovuti alla semplificazione della reale distribuzione delle masse, vengono considerati cautelativamente 30 kg/mq.

Essendo inoltre presente una seconda orditura di travi per garantire l'installazione delle lamiere di copertura, vengono considerati ulteriori 10 kg/mq, portando i carichi permanenti di progetto a 100 kg/mq.

La struttura di facciata dell'arena risulta autoportante per i carichi statici, ma sono la copertura e il telaio in calcestruzzo che ne garantiscono il controventamento; pertanto è stata considerata una massa sismica aggiuntiva distribuita lungo tutto il perimetro esterno della copertura:

<i>p [kg/mq]</i>		
Sottostruttura metallica	55	
Sistema di membrane in ETFE	10	
Tamponamento esterno	80	
P tot	145	kg/mq
H competente	6	m
	870	kg/m

Vengono cautelativamente considerati 900 kg/m.

7.1.2.2 Elementi divisori interni

Il peso dei divisori interni riportato nelle tabelle precedenti e ripartito uniformemente sui solai è stato desunto dall'analisi dei carichi. Per il calcolo dell'incidenza dei tramezzi è stata considerata, a favore di sicurezza, la stratigrafia con massa superficiale maggiore.

Il peso proprio dei divisori interni viene ragguagliato ad un carico permanentemente distribuito g_2 , in quanto i solai così come conformati hanno adeguata capacità di ripartizione trasversale. In ottemperanza al §3.1.3 NTC, il carico uniformemente distribuito g_2 viene correlato al peso proprio per unità di lunghezza G_2 delle partizioni.

7.1.2.3 Impianti

I carichi delle principali macchine presenti nel progetto sono valutati caso per caso secondo indicazioni del progetto impiantistico; la massa proveniente dalle schede tecniche dei prodotti viene rapportata in un carico al metro quadrato secondo il suo ingombro in pianta: tale carico viene poi uniformemente distribuito su una superficie cautelativamente maggiore di quella su cui sarà effettivamente poggiata l'apparecchiatura.

7.2 CARICHI VARIABILI

7.2.1 Sovraccarichi (\$3.1.4 NTC)

I sovraccarichi utilizzati nel presente progetto fanno riferimento alla tabella sottostante secondo le destinazioni d'uso degli ambienti.

Sovraccarichi			
Ambiente	Categoria	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Aree suscettibili di grandi affollamenti, palazzetti per lo sport e relative tribune	C5	5.0	5.0
Scale comuni, balconi e ballatoi	C5	5.0	5.0
Coperture (sola manutenzione)	H	0.5	1.2

Tabella 7.1 - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso (rif. Tab. 3.1.II NTC)

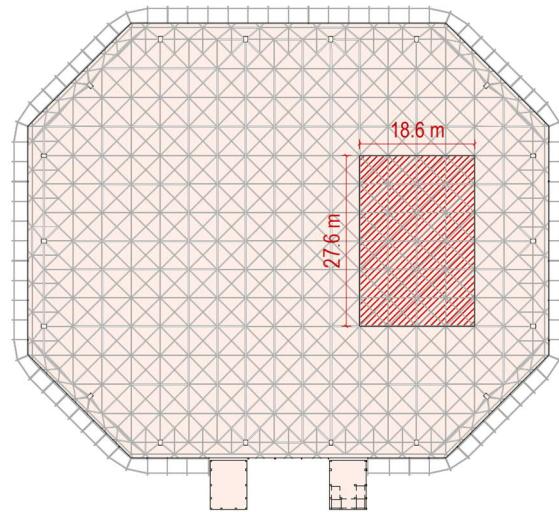
I sovraccarichi utilizzati nel presente progetto fanno riferimento alla tabella sottostante secondo le destinazioni d'uso degli ambienti.

SOVRACCARICHI - Q_k

Categoria	Ambienti	q_k	Q_k	ψ_2	Colore
C5	Aree suscettibili di grandi affollamenti, Palazzetti per lo sport	5.00 kN/mq	5.00 kN	0.6	Red
H	Coperture accessibili per sola manutenzione	0.50 kN/mq	1.20 kN	0.0	Orange

Tabella 7.2- Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso (rif. Tab. 3.1.II NTC)

Per l'arena principale è stata inoltre considerata un'ulteriore configurazione di carichi accidentali nel caso di scenario concerto: è stata considerata un'area di dimensioni 18.6 x 27.6 m in corrispondenza del palco (10 m x 20 m) caricata con appesantimenti di peso totale pari a circa 28 t (0.55 kN/mq). Tali carichi sono stati concordati con la stazione appaltante durante il processo di progettazione sulla base di configurazioni tipologiche, si rimanda ad ulteriori approfondimenti specifici qualora siano da prevedere allestimenti particolari.



7.2.2 Azione del vento (§3.3 NTC)

La pressione del vento calcolata secondo il DM del 17/01/18 in funzione dell'altezza al suolo z risulta data dalla seguente espressione:

$$p(z) = q_b \cdot C_e(z) \cdot C_p \cdot C_d$$

dove:

q_b è la pressione cinetica di riferimento pari a $0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2$

$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$ è la densità dell'aria

$C_e(z)$ è il coefficiente di esposizione funzione della categoria di esposizione del sito e del coefficiente di tipografia C_t pari a:

$$C_e(z) = k_r^2 C_t \ln(z/z_0) [7 + C_t \ln(z/z_0)] \text{ per } z \geq z_{\min}$$

$$C_e(z) = C_e(z_{\min}) \text{ per } z < z_{\min}$$

C_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento.

C_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

La velocità di riferimento v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \text{ per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a(a_s - a_0) \text{ per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

$v_{b,0}$, a_0 , k_a sono parametri legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame, in funzione delle zone definite categorie di esposizione;

a_s è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s [1/s]
3	27	500	0.37
a_s (altitudine sul livello del mare [m])		20	
T_R (Tempo di ritorno)		50	
$v_b (T_R=50) = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$v_b (T_R=50) = v_{b,0} [1 + k_s (a_s/a_0 - 1)]$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
$v_b (T_R=50)$	=	27.00	[m/s]
$c_R (T_R)$	=	1.00	
$v_b (T_R)$	=	27.00	[m/s]

$$p_f (\text{pressione del vento [N/mq]}) = q_r \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

Con:

- q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
- C_e (coefficiente di esposizione)
- C_p (coefficiente di pressione)
- C_d (coefficiente dinamico)



Pressione cinetica di riferimento

Densità aria r	=	1.25	[kg/mc]
$q_r = 1/2 \cdot r \cdot v_b^2$	=	455.63	[N/mq]
C_d	=	1	

Coefficiente di pressione (C_p)

Il coefficiente di pressione (o aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento, può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico (C_d)

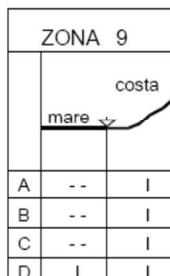
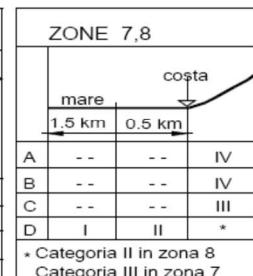
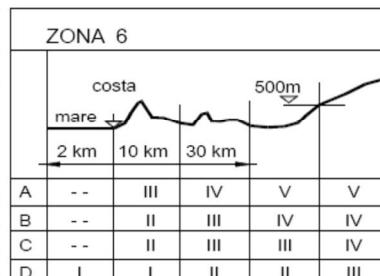
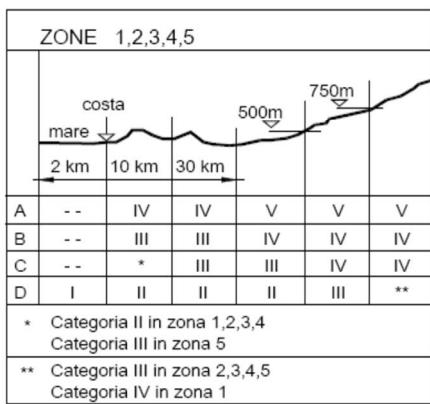
Esso può essere assunto autotutamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Classe di rugosità del terreno e categoria di esposizione

B) Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive

Classe di rugosità del terreno:

B



Cat Esposiz.	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
III	0.2	0.1	5

7.2.3 Azione della neve (§3.4 NTC)

Il carico neve sulla copertura viene valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

Sulla copertura del fabbricato posta a quota superiore è stato considerato agente il carico neve così valutato:

	Zona I - Alpina Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Venzia.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
	Zona I - Mediterranea Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
	Zona II Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
	Zona III Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$

$$q_s \text{ (carico neve sulla copertura [N/mq])} = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

Con:

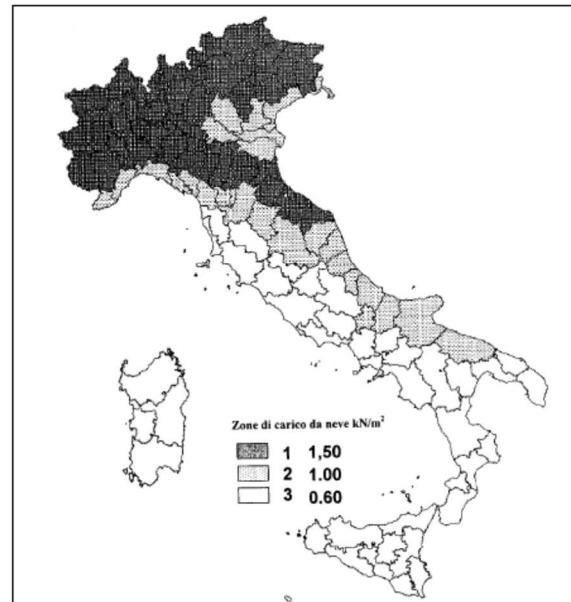
- μ_i (coefficiente di forma)
- q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])
- C_E (coefficiente di esposizione)
- C_t (coefficiente termico)

Valore caratteristico della neve al suolo:

a_s (altitudine sul livello del mare)	20	[m]
q_{sk} (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	1.00	[kN/mq]

Coefficiente termico:

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$.



Coefficiente di esposizione:

Topografia	Descrizione	C_E
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1

7.2.4 Azione della temperatura (§3.5 NTC)

Variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, irraggiamento solare e convezione comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali.

La severità delle azioni termiche è in generale influenzata da più fattori, quali le condizioni climatiche del sito, l'esposizione, la massa complessiva della struttura e la eventuale presenza di elementi non strutturali isolanti.

Nel caso in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per l'efficienza funzionale della struttura è consentito tener conto, per gli edifici, della sola componente ΔT_u , ricavandola direttamente dalla Tab. 3.5.II.

Tabella 3.5.II – Valori di ΔT_u per gli edifici

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	$\pm 15^{\circ}\text{C}$
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 10^{\circ}\text{C}$
Strutture in acciaio esposte	$\pm 25^{\circ}\text{C}$
Strutture in acciaio protette	$\pm 15^{\circ}\text{C}$

Nel caso in oggetto, trattandosi di azione non fondamentale per la sicurezza e la efficienza funzionale della struttura, si è tenuto in conto un gradiente termico stagionale, opportunamente combinato con le altre azioni variabili, pari a:

$\Delta T = \pm 15^{\circ}\text{C}$ per gli elementi in calcestruzzo;

$\Delta T = \pm 25^{\circ}\text{C}$ per gli elementi in acciaio.

La variazione di temperatura è assegnata nel modello agli elementi finiti come attributo dei nodi.

7.3 AZIONI ECCEZIONALI

7.3.1 Incendio (§3.6.1 NTC)

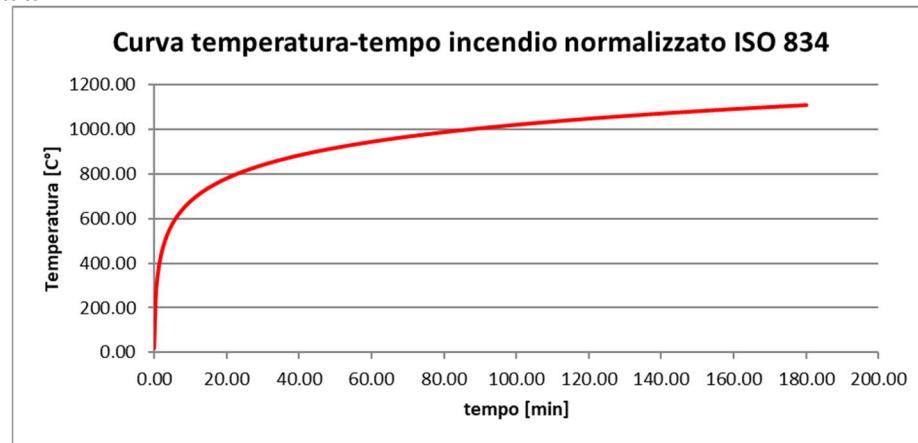
7.3.1.1 Definizioni

La normativa attuale fa riferimento a un incendio convenzionale di progetto definito attraverso una curva di incendio che rappresenta l'andamento, in funzione del tempo, della temperatura media dei gas di combustione nell'intorno della superficie degli elementi strutturali.

La curva di incendio di progetto può essere:

- nominale: curva adottata per la classificazione delle costruzioni e per le verifiche di resistenza al fuoco di tipo convenzionale;
- naturale: curva determinata in base a modelli d'incendio e a parametri fisici che definiscono le variabili di stato all'interno del compartimento.

La temperatura dei gas durante l'incendio è determinata secondo la curva dell'incendio normalizzato ISO 834 di seguito riportata:



La capacità di compartmentazione in caso di incendio è l'attitudine di un elemento costruttivo a conservare, sotto l'azione del fuoco, oltre alla propria stabilità, un sufficiente isolamento termico e una sufficiente tenuta ai fumi e ai gas caldi della combustione, nonché tutte le altre prestazioni se richieste.

La capacità portante in caso di incendio è l'attitudine di una struttura, di una parte della struttura o di un elemento strutturale a conservare sufficiente resistenza meccanica sotto l'azione del fuoco con riferimento alle altre azioni agenti.

7.3.1.2 Classe di resistenza al fuoco

La classe di resistenza al fuoco richiesta per il presente progetto è R60, fatta eccezione per una zona R90 al piano interrato coincidente con il deposito e il requisito R15 per la copertura. Si rimanda agli elaborati di prevenzione incendi per una più completa disamina. La classe di resistenza esprime il tempo, in minuti, durante il quale la resistenza al fuoco deve essere garantita; essa è riferita all'incendio convenzionale rappresentato dalla curva di incendio nominale.

7.3.1.3 Verifiche di sicurezza

La resistenza al fuoco degli elementi viene garantita dimensionando adeguati spessori protettivi degli elementi in carpenteria metallica e degli elementi in cemento armato.

7.4 AZIONI SISMICHE (§3.2.3 NTC)

L'azione sismica per il sito in esame è stata definita mediante l'esecuzione di un'analisi di risposta sismica locale (RSL); si riporta tuttavia anche la definizione dello spettro di risposta elastico semplificato per valutare eventuali situazioni più cautelative da considerare.

7.4.1 Pericolosità sismica di base

L'azione sismica sulla struttura in esame è caratterizzata da due componenti traslazionali X e Y nel piano orizzontale, tra loro ortogonali, considerate tra loro indipendenti.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (suolo di categoria A come definita al §3.2.2 NTC), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $Se(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} come definite nel §3.2.1 nel periodo di riferimento V_R , come definito nel §2.4.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei parametri su sito di riferimento rigido orizzontale.

I parametri che identificano la pericolosità sismica di base sono:

a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_C^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Tali parametri vengono forniti dalla norma (NTC 2018), per diversi periodi di ritorno T_R , su tutto il territorio nazionale in un numero di punti che definiscono un reticolo di riferimento. Pertanto, per ogni punto del territorio nazionale è possibile individuare quattro punti del reticolo in modo da definire una maglia. I parametri sismici di tale punto si ottengono da quelli della maglia attraverso la seguente relazione:

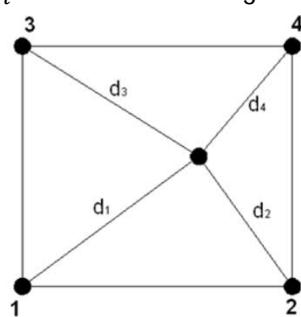
$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

dove:

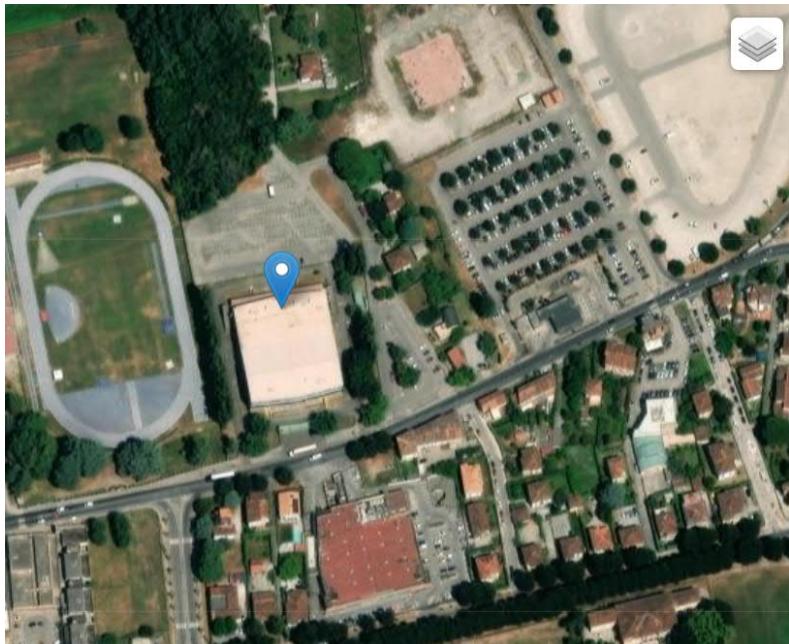
p è il generico parametro (a_g , F_0 , T_C^*) da calcolare per il punto oggetto di studio;

d_i è la distanza tra il punto oggetto di studio e l' i -esimo punto della maglia;

p_i è il valore del generico parametro (a_g , F_0 , T_C^*) nell' i -esimo punto della maglia.



Nel caso specifico essendo note le coordinate e le caratteristiche del sito otteniamo:



Coordinate

WGS84 EPSG:4326

Lon.	Lat.
10.49844	43.84999
10°29'54"	43°51'0"

Gauss-Boaga Fuso EST EPSG:3004

Est	Nord
2158155	4865090

RDN2008 / UTM zone 33N EPSG:7792

Est	Nord
138167.75	4865069.70

Latitudine del sito:

Errore. Il collegamento non è valido. 43.84999

Longitudine del sito:

40.49844

Classe d'uso:

IV

Vita nominale, V_N :

50 anni

Coefficiente d'uso (edificio rilevante), C_u :

2

Periodo di riferimento, $V_R = V_N \times C_u$:

100 anni

Categoria topografica:

T1 (pendii con pendenza media < 15°)

Smorzamento sovrastruttura:

5%

Una volta valutati i parametri che definiscono la pericolosità sismica di base è possibile calcolare le ordinate spettrali degli spettri di risposta in accelerazione mediante le seguenti relazioni:

$$0 \leq T < T_B$$

$$S_e(T) = a_g F_0 \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C$$

$$S_e(T) = a_g F_0$$

$$T_C \leq T < T_D$$

$$S_e(T) = a_g F_0 \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T$$

$$S_e(T) = a_g F_0 \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

dove:

$$T_C = \frac{T^*}{a_g}$$

è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro;

$$T_B = \frac{T_C}{3}$$

è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante;

$$T_D = 4.0 \frac{a_g}{g} + 1.6$$

è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro.

7.4.2 Definizione degli spettri di risposta elastici (§3.2.3.2)

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore dell'accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi ovvero l'azione sismica deve essere descritta mediante storie temporali del moto del terreno.

Per la definizione dello spettro elastico si è assunto:

Caratteristiche del sito:

Categoria del suolo: B

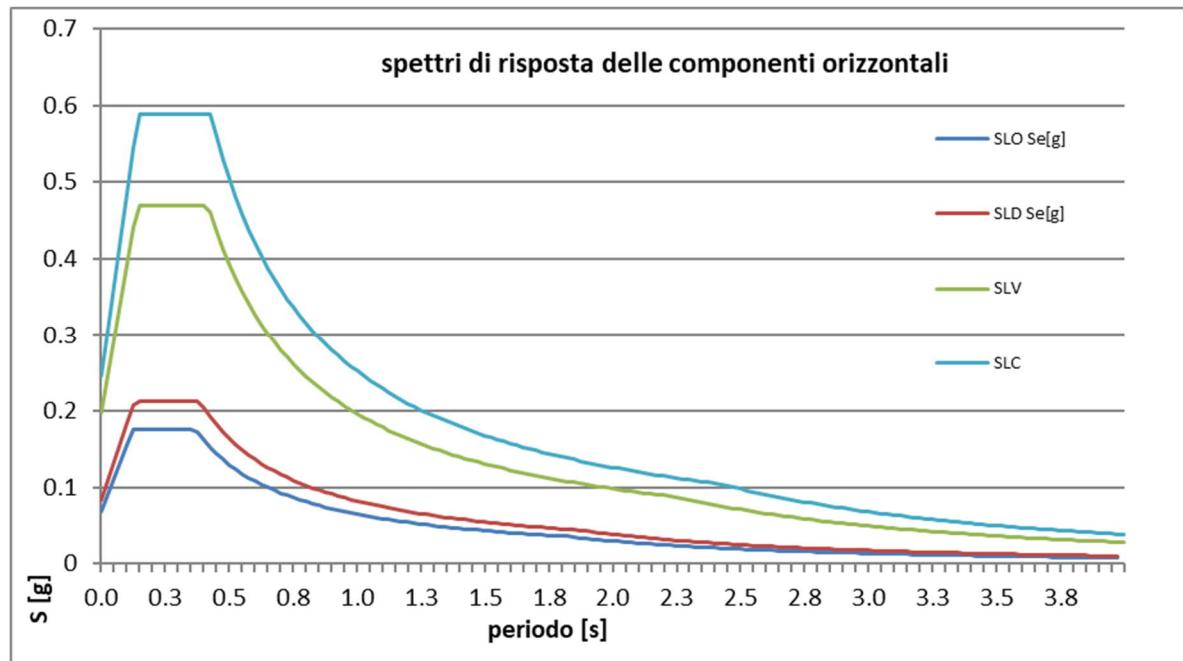
Pianeggiante: T1

Si ha:

spettro di domanda		PVR	TR [anni]	ag[g]	F0	Tc* [s]	PGA_d=S*ag[g]
SLO	SLD						
0.81	0.63	60	101	0.057	2.558	0.256	0.068
0.10	0.05	949	1950	0.069	2.554	0.270	0.083
0.205				0.164	2.379	0.298	0.197
					2.392	0.308	0.246
Ss	Cc	St	S=Ss*St	TB [s]	TC [s]	TD [s]	
1.200	1.444	1	1.200	0.123	0.370	1.828	
1.200	1.429	1	1.200	0.129	0.386	1.877	
1.200	1.401	1	1.200	0.139	0.418	2.257	
1.200	1.392	1	1.200	0.143	0.429	2.419	

Tabella 7.3: Parametri di pericolosità sismica.

Nel seguito si riportano sotto forma di grafici i valori degli spettri elastici in termini di accelerazione, corrispondenti agli stati limite considerati.



7.4.2.1 Definizione dello spettro di progetto per SLO (§3.2.3.4 NTC)

Per gli stati limite di operatività lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata.

7.4.2.2 Definizione dello spettro di progetto per SLD, SLV e SLC (§3.2.3.5 NTC)

Qualora le verifiche agli stati limite di danno, di salvaguardia della vita e di prevenzione al collasso non vengano effettuate tramite l'uso di opportune storie temporali del moto del terreno ed analisi non lineari dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture possono essere considerate attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tenga conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di risposta progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata. Per valutare la domanda verrà utilizzato tale spettro, nel caso di analisi non lineare ponendo $\eta = 1$, nel caso di analisi lineare, statica o dinamica con le ordinate ridotte sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di comportamento definito nei paragrafi successivi.

Si assumerà comunque $S_d(T) \geq 0,2 a_g$.

7.4.2.3 Confronto con analisi RSL

Di seguito si riporta uno stralcio dei risultati ottenuti con il confronto tra gli spettri di risposta medi e normalizzati derivati dagli studi di risposta sismica locale e gli spettri di normativa per gli stati limite considerati nella progettazione per la componente orizzontale.

Per ulteriori chiarimenti si rimanda alla Relazione geologica.

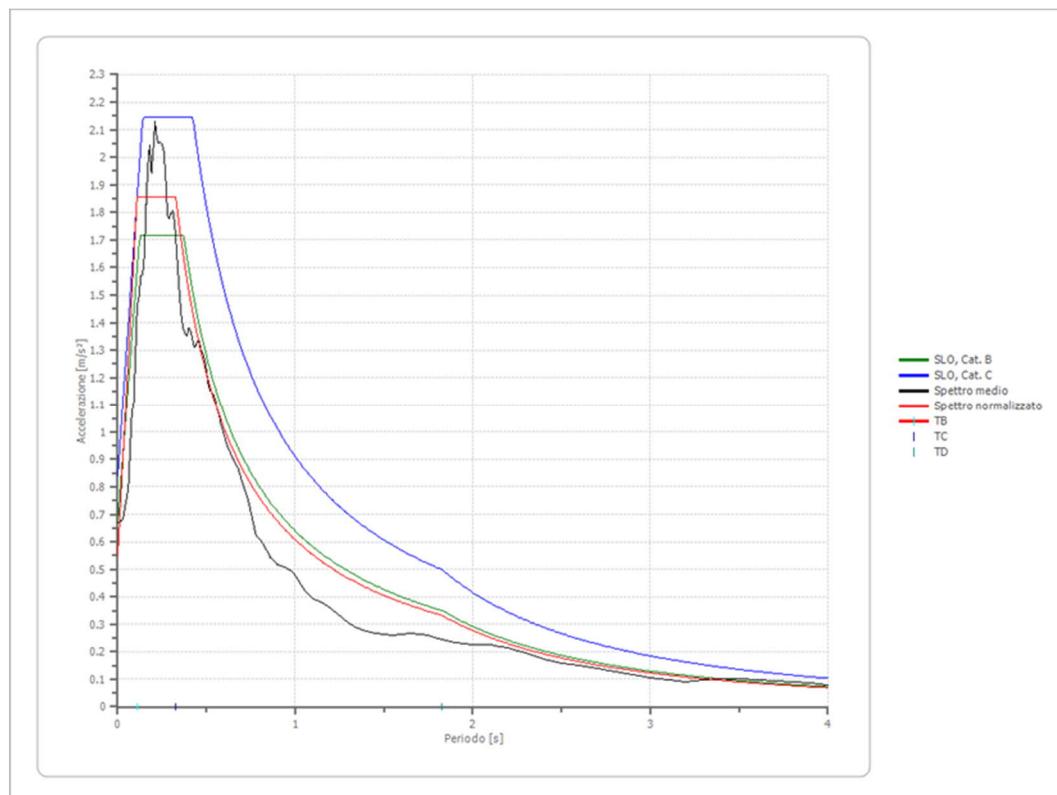


Figura 7-1 Grafico di confronto spettro normalizzato con spettro di normativa SLO

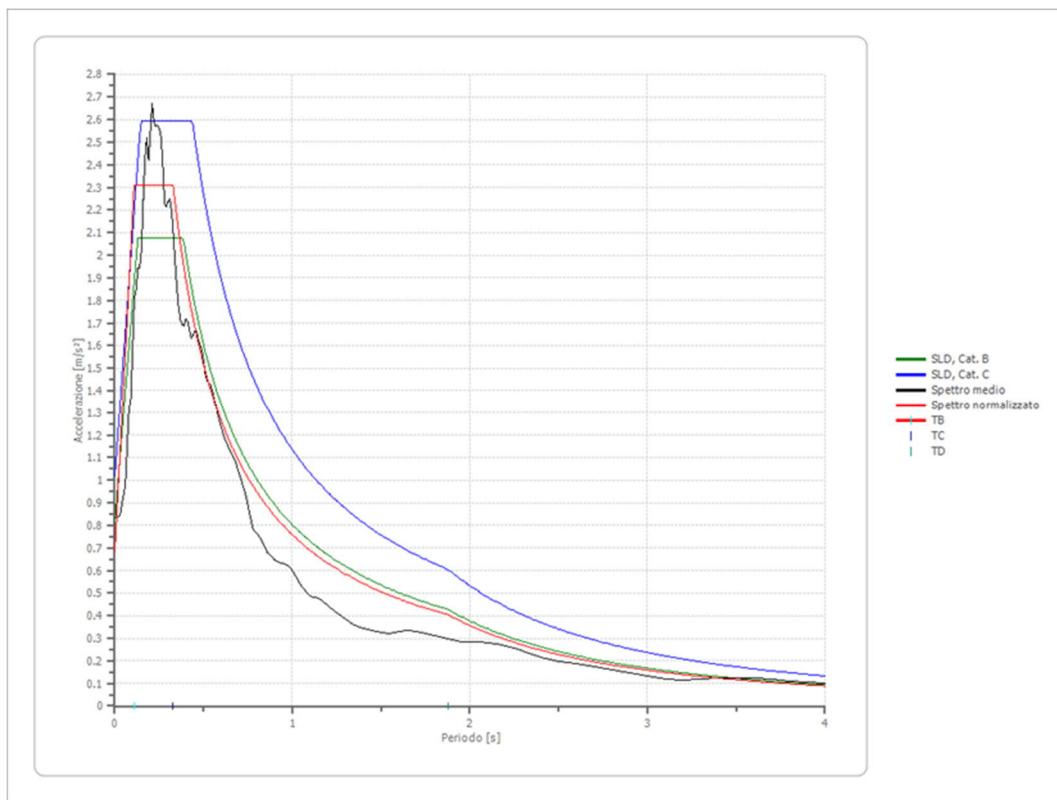


Figura 7-2 Grafico di confronto spettro normalizzato con spettro di normativa SLD

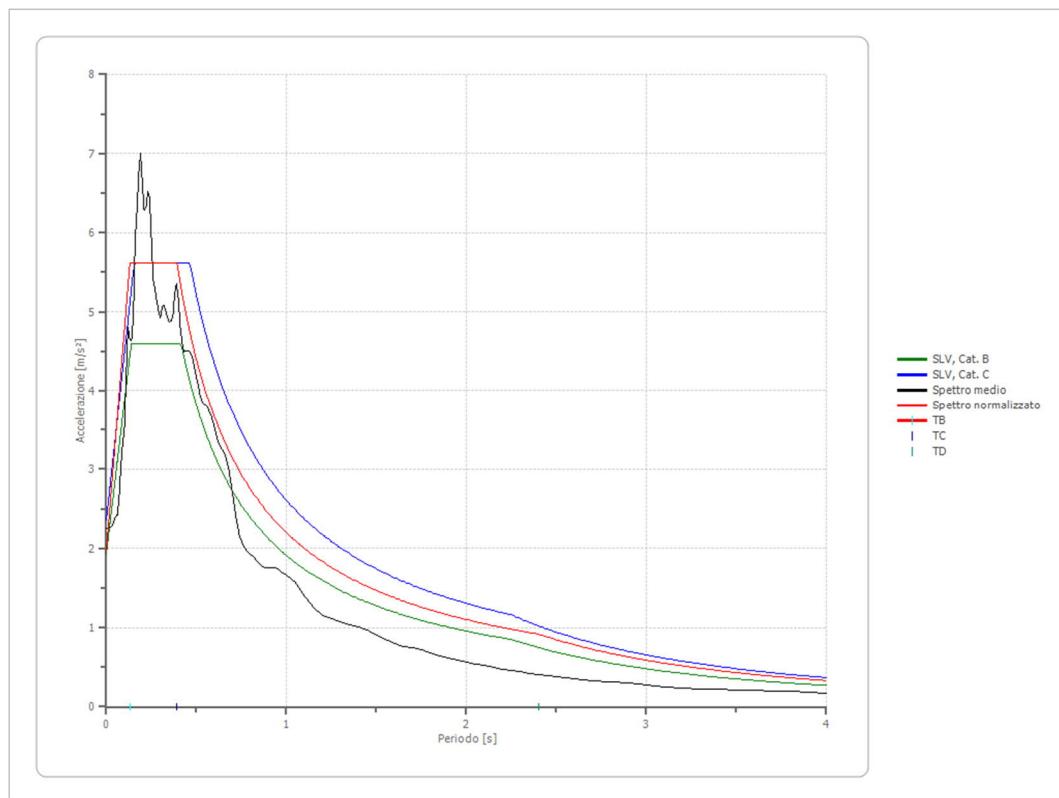


Figura 7-3 Grafico di confronto spettro normalizzato con spettro di normativa SLV

Dal confronto emerge che lo spettro di risposta sismica locale risulta sempre superiore (o pressoché coincidente) allo spettro di categoria B, pertanto non sussistono casistiche per le quali possa essere considerato di utilizzare lo spettro di normativa in luogo di quello locale.

8 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

8.1 CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

Nell'ambito della presente analisi, sono state considerate le condizioni elementari di carico descritte nella tabella seguente:

n. CCE	Nome	Descrizione
1	G1	Peso proprio della struttura
2	G2	Carichi permanenti portati dai solai, orizzontamenti, scale, tamponamenti, infissi
3	Q (impalcati)	Carico d'esercizio di manutenzione per cat. C5
4	Q (copertura)	Carico d'esercizio di manutenzione per cat. H1
5	Neve	Neve sulla copertura
6	Vento +X	Azione del vento in direzione +X
7	Vento +Y	Azione del vento in direzione +Y
8	Vento -X	Azione del vento in direzione -X
9	Vento -Y	Azione del vento in direzione -Y
10	ΔT	Variazione termica
11	Mt,x (SLV)	Eccentricità accidentale e_y per azione sismica Ex allo SLV
12	Mt,y (SLV)	Eccentricità accidentale e_x per azione sismica Ey allo SLV
13	Mt,x (SLO)	Eccentricità accidentale e_y per azione sismica Ex allo SLO
14	Mt,y (SLO)	Eccentricità accidentale e_x per azione sismica Ey allo SLO
15	Ex (SLV)	Azione sismica in direzione longitudinale allo SLV
16	Ey (SLV)	Azione sismica in direzione trasversale allo SLV
17	Ez (SLV)	Azione sismica in direzione verticale allo SLV
18	Ex (SLO)	Azione sismica in direzione longitudinale allo SLO
19	Ey (SLO)	Azione sismica in direzione trasversale allo SLO
20	Ez (SLO)	Azione sismica in direzione verticale allo SLO

Tabella 8.1 - Condizioni elementari di carico (CCE)

8.2 COMBINAZIONI DELLE CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

Per gli stati limite si adotteranno le combinazioni previste nel D.M. del 17.01.2018, essendo:

- G₁ il valore caratteristico dei carichi permanenti strutturali;
- G₂ il valore caratteristico dei carichi permanenti non strutturali;
- P il valore caratteristico della forza di precompressione;
- E il valore caratteristico dell'azione sismica;
- Q_{k1k} il valore caratteristico delle azioni variabili tra loro indipendenti;
- $\gamma_{G1}, \gamma_P, \gamma_Q$ valori dei coefficienti parziali di sicurezza
- ψ_{0i} coefficiente atto a definire i valori rari delle azioni variabili,
- ψ_{1i} coefficiente atto a definire i valori frequenti delle azioni variabili, assimilabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- ψ_{2i} coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili, assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Stati limite ultimi in assenza di azioni sismiche

Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU)

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

Stati limite di esercizio in assenza di azioni sismiche

Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G1 + G2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G1 + G2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente (SLE), impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G1 + G2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Stati limite in presenza di azioni sismiche

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G1 + G2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Stati limite in presenza di azioni eccezionali

Combinazione eccezionale impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G1 + G2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Nella tabella seguente si riportano i valori dei coefficienti parziali:

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{ij}	ψ_{2j}
Categoria C – <i>Ambienti suscettibili di affollamento</i>	0,7	0,7	0,6
Categoria H – <i>Coperture accessibili per sola manutenzione</i>	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve – <i>quota ≤ 1000 m s.l.m.</i>	0,5	0,2	0,0
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 8.2 - Valori dei coefficienti di combinazione (Tabella 2.5.I – NTC 2018)

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni precedentemente definite,
Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU;
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: STR;
- lo stato limite di resistenza del terreno: GEO.

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti G ₁	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1}	0,9 1,1	1,0 1,3	1,0 1,0
Carichi permanenti non strutturali G ₂	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,8 1,5	0,8 1,5	0,8 1,3
Azioni variabili Q	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3

Tabella 8.3 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU (Tabella 2.6.I – NTC 2018)

La tabella soprastante fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali γ_F riportati nella colonna EQU.

Per la progettazione di componenti strutturali che non coinvolgano azioni di tipo geotecnico, le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) si eseguono adottando i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1.

Per la progettazione di elementi strutturali che coinvolgono azioni di tipo geotecnico, le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) sono riportate nella Relazione Geotecnica e sulle Fondazioni.

8.2.1 Combinazioni di carico in assenza di azioni sismiche

Le combinazioni delle condizioni elementari di carico utilizzate per la definizione degli scenari possibili allo SLU sono riportate nelle tabelle seguenti.

Load cases	SLU-01	SLU-02	SLU-03	SLU-04	SLU-05	SLU-06	SLU-07	SLU-08	SLU-09	SLU-10	SLU-11	SLU-12
	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G1	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
G2,solai	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
G2,Imp. Appesi	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
G2,Imp. Fotovolt	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
G2,Tamp/tram Stat	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
G2,Tamp/tram Sism												
Qk (Cat.C)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
Qk (cat.H)	1.5	1.5	1.5	1.5								
Qneve	0.75	0.75	0.75	0.75	1.5	1.5	1.5	1.5				
Qneve,acc X									1.5	1.5	1.5	1.5
Qneve,acc Y												
Qw_+X	0.9				0.9				0.9			
Qw_-X		0.9				0.9				0.9		
Qw_+Y			0.9				0.9				0.9	
Qw_-Y				0.9				0.9				0.9
dT	0.9	0.9	0.9		0.9	0.9	0.9		0.9	0.9	0.9	

Load cases	SLU-13	SLU-14	SLU-15	SLU-16	SLU-17	SLU-18	SLU-19	SLU-20	SLU-21	SLU-22	SLU-23	SLU-24
	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G1	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
G2,solai	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
G2,Imp. Appesi	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
G2,Imp. Fotovolt	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
G2,Tamp/tram Stat	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
G2,Tamp/tram Sism												
Qk (Cat.C)	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
Qk (cat.H)												
Qneve					0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Qneve,acc X	1.5	1.5	1.5	1.5								
Qneve,acc Y	1.5	1.5	1.5	1.5								
Qw_+X	0.9				1.5				0.9			
Qw_-X		0.9				1.5				0.9		
Qw_+Y			0.9				1.5				0.9	
Qw_-Y				0.9				1.5				0.9
dT	0.9	0.9	0.9		0.9	0.9	0.9		1.5	1.5	1.5	1.5

Load cases	SLU-25	SLU-26	SLU-27	SLU-28	SLU-29	SLU-30	SLU-31	SLU-32	SLU-33	SLU-34	SLU-35	SLU-36
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G1	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
G2,solai	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
G2,Imp. Appesi	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
G2,Imp. Fotovolt	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
G2,Tamp/tram Stat	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
G2,Tamp/tram Sism												
Qk (Cat.C)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
Qk (cat.H)	1.5	1.5	1.5	1.5								
Qneve	0.75	0.75	0.75	0.75	1.5	1.5	1.5	1.5		1.5	1.5	1.5
Qneve,acc X									1.5	1.5	1.5	1.5
Qneve,acc Y												
Qw_+X	0.9				0.9				0.9			
Qw_-X		0.9				0.9				0.9		
Qw_+Y			0.9				0.9				0.9	
Qw_-Y				0.9				0.9				0.9
dT	-0.9	-0.9	-0.9	0	-0.9	-0.9	-0.9	0	-0.9	-0.9	-0.9	0
Load cases	SLU-37	SLU-38	SLU-39	SLU-40	SLU-41	SLU-42	SLU-43	SLU-44	SLU-45	SLU-46	SLU-47	SLU-48
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G1	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
G2,solai	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
G2,Imp. Appesi	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
G2,Imp. Fotovolt	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
G2,Tamp/tram Stat	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
G2,Tamp/tram Sism												
Qk (Cat.C)	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
Qk (cat.H)												
Qneve					0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Qneve,acc X												
Qneve,acc Y	1.5	1.5	1.5	1.5								
Qw_+X	0.9				1.5				0.9			
Qw_-X		0.9				1.5				0.9		
Qw_+Y			0.9				1.5				0.9	
Qw_-Y				0.9				1.5				0.9
dT	-0.9	-0.9	-0.9	0	-0.9	-0.9	-0.9	0	-1.5	-1.5	-1.5	-1.5

Tabella 8.4 - Combinazioni delle condizioni elementari in assenza di sisma (Stato Limite Ultimo)

8.2.2 Combinazioni di carico in presenza di azioni sismiche

Per la considerazione degli effetti dell'azione sismica sulla struttura sono state introdotte ulteriori sei condizioni di carico elementare corrispondenti ai momenti torcenti aggiuntivi dovuti all'eccentricità accidentale delle masse di impalcato rispettivamente per la condizione di SLV e SLO.

Per effetto di tale eccentricità il centro di massa può assumere quattro differenti posizioni combinando i valori $\pm ex$ e $\pm ey$, portando a considerare 32 differenti combinazioni sismiche per ognuno dei tre SL considerati, per un totale di 96 combinazioni di carico sismiche.

Di seguito vengono quindi riportati i coefficienti utilizzati per lo stato limite di Salvaguardia della vita (SLV) e lo stato limite di Operatività (SO).

Tabella 8.5 - Combinazioni di carico in presenza di azioni sismiche agli SLV

Load cases	SLO-01	SLO-02	SLO-03	SLO-04	SLO-05	SLO-06	SLO-07	SLO-08	SLO-09	SLO-10	SLO-11	SLO-12	SLO-13	SLO-14	SLO-15	SLO-16	SLO-17	SLO-18	SLO-19	SLO-20	SLO-21	SLO-22	SLO-23	SLO-24	
G1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
G2,solai	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
G2,Imp. Appesi	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
G2,Imp. Fotvolt	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
G2,Tampltram	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
Ok (Cat.C)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	
Ok (cat.H)																									
Qneve																									
Qneve,acc X																									
Qneve,acc Y																									
Qw_+x																									
Qw_-x																									
Qw_+y																									
Qw_-y																									
dT																									
Mt_Ex(SLV)																									
Mt_Ey(SLV)																									
Mt_Ex(SLO)	-1	-1	-1	-1	1	1	1	1	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	0.3
Mt_Ey(SLO)	0.3	0.3	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-0.3	-0.3	1	1	1	1	-1	-1	-1	-1	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	-0.3
Ex (SLV)																									
Ey (SLV)																									
Ez (SLV)																									
Ex(SLO)	1	1	1	1	-1	-1	-1	-1	0.3	0.3	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-0.3	-0.3	-0.3
Ey (SLO)	0.3	0.3	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-0.3	-0.3	1	1	1	-1	-1	-1	-1	-1	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	-0.3
Ez (SLO)	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1	1	1	-1	-1	-1	-1	-1	-1

Load cases	SLO-25	SLO-26	SLO-27	SLO-28	SLO-29	SLO-30	SLO-31	SLO-32	SLO-33	SLO-34	SLO-35	SLO-36	SLO-37	SLO-38	SLO-39	SLO-40	SLO-41	SLO-42	SLO-43	SLO-44	SLO-45	SLO-46	SLO-47	SLO-48
G1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2,solai	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2,Imp. Appesi	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2,Imp. Folbvolvt	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2,Tamptram	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Ok (CatC)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Ok (catH)																								
Qneve																								
Qneve,acc X																								
Qneve,acc Y																								
Qw_+x																								
Qw_-x																								
Qw_+y																								
Qw_-y																								
dT																								
Mt_Ex(SLV)																								
Mt_Ey(SLV)																								
Mt_Ex(SLO)	-1	-1	-1	-1	1	1	1	1	-0.3	-0.3	0.3	0.3	0.3	-0.3	0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	0.3	-0.3	-0.3	0.3
Mt_Ey(SLO)	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-1	-1	-1	-1	-1	1	1	1	1	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	0.3
Ex (SLV)																								
Ey (SLV)																								
Ez (SLV)																								
Ex(SLO)	1	1	1	1	-1	-1	-1	-1	0.3	0.3	-0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-0.3
Ey(SLO)	0.3	0.3	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-0.3	-0.3	1	1	1	-1	-1	-1	-1	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	-0.3
Ez(SLO)	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	1	1	1	-1	-1	-1	-1

Load cases	SLO-49	SLO-50	SLO-51	SLO-52	SLO-53	SLO-54	SLO-55	SLO-56	SLO-57	SLO-58	SLO-59	SLO-60	SLO-61	SLO-62	SLO-63	SLO-64	SLO-65	SLO-66	SLO-67	SLO-68	SLO-69	SLO-70	SLO-71	SLO-72	
G1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
G2,solai	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
G2,Imp. Appesi	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
G2,Imp. Fotovolt	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
G2,Tamp/ram	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
Ok (Cat.C)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	
Ok (cat.H)																									
Qneve																									
Qneve,acc X																									
Qneve,acc Y																									
Qw_-X																									
Qw_-Y																									
Qw_-Y																									
dT																									
Mt. Ex (SLV)																									
Mt. Ey (SLV)																									
Mt. Ex (SLO)	1	1	1	1	-1	-1	-1	0.3	0.3	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	0.3	-0.3	0.3	0.3	0.3	-0.3	-0.3	-0.3
Mt. Ey (SLO)	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-0.3	-0.3	0.3	-0.3	-1	-1	-1	1	1	-1	1	-1	1	1	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3
Ex (SLV)																									
Ey (SLV)																									
Ez (SLV)																									
Ex (SLO)	1	1	1	1	-1	-1	-1	0.3	0.3	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	0.3	-0.3	0.3	0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3
Ey (SLO)	0.3	0.3	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-0.3	1	1	1	-1	-1	-1	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3
Ez (SLO)	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	
Load cases	SLO-73	SLO-74	SLO-75	SLO-76	SLO-77	SLO-78	SLO-79	SLO-80	SLO-81	SLO-82	SLO-83	SLO-84	SLO-85	SLO-86	SLO-87	SLO-88	SLO-89	SLO-90	SLO-91	SLO-92	SLO-93	SLO-94	SLO-95	SLO-96	
G1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2,solai	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2,Imp. Appesi	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2,Imp. Fotovolt	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2,Tamp/ram	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Ok (Cat.C)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	
Ok (cat.H)																									
Qneve																									
Qneve,acc X																									
Qneve,acc Y																									
Qw_-X																									
Qw_-X																									
Qw_-Y																									
dT																									
Mt. Ex (SLV)																									
Mt. Ey (SLV)																									
Mt. Ex (SLO)	1	1	1	1	-1	-1	-1	0.3	0.3	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	0.3	-0.3	0.3	0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3
Mt. Ey (SLO)	0.3	0.3	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-0.3	1	1	1	-1	-1	-1	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3
Ex (SLV)																									
Ey (SLV)																									
Ez (SLV)																									
Ex (SLO)	1	1	1	1	-1	-1	-1	0.3	0.3	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	0.3	-0.3	0.3	0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3
Ey (SLO)	0.3	0.3	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-0.3	1	1	1	-1	-1	-1	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3
Ez (SLO)	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	

Tabella 8.6 - Combinazioni di carico in presenza di azioni sismiche agli SLO

9 VERIFICHE DI SICUREZZA STRUTTURALI PER ELEMENTI IN CALCESTRUZZO

9.1 LEGAMI COSTITUTIVI

9.1.1 Calcestruzzo

Per quanto riguarda il calcestruzzo, si ipotizza un legame costitutivo elasto-plastico a parabola rettangolare, ovvero si accetta l'ipotesi di rottura del calcestruzzo non a fronte del raggiungimento della resistenza a compressione di calcolo f_{cd} ma a fronte del raggiungimento del valore della deformazione di 0,35 %.

Si accetta l'ipotesi che dalla deformazione dello 0,2% fino a rottura la tensione nel calcestruzzo non abbia incrementi di resistenza e che la deformazione sia di tipo plastico, mentre nel tratto in cui la deformazione varia da 0 allo 0,2% la funzione $\sigma = f(\epsilon)$ sia una parabola ad asse verticale con vertice nel punto di coordinate f_{cd} ed $\epsilon = 0,002$ passante per l'origine degli assi.

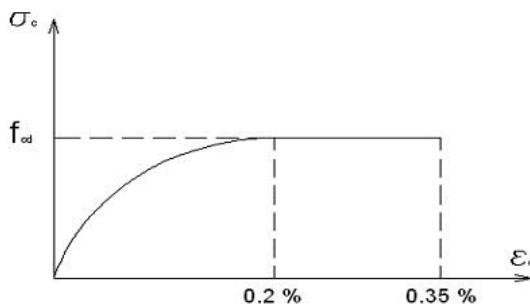


Figura 9-1 - Diagramma tensioni - deformazioni nel calcestruzzo

9.1.2 Acciaio

Per quanto riguarda il legame costitutivo dell'acciaio, si assume in diagramma elastico perfettamente plastico privo di incrudimento, dove si assume:

$\epsilon_{ysd} = 0,1957\%$ deformazione allo snervamento

$\epsilon_{su} = 6,75\%$ deformazione a rottura

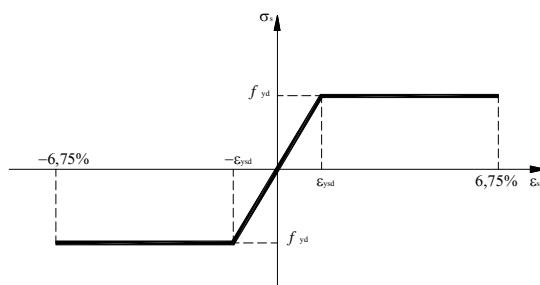


Figura 9-2 - Diagramma tensioni - deformazioni nell'acciaio

Per facilità di comprensione, si riportano nei paragrafi seguenti la teoria ed i riferimenti normativi utilizzati per la realizzazione delle verifiche strutturali degli elementi in calcestruzzo.

9.2 VERIFICA A PRESSOFLESSIONE DI TRAVI E PILASTRI

La verifica è stata eseguita controllando che fosse rispettata la seguente disuguaglianza:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Rd}) \geq M_{Ed}$$

Con:

M_{Rd} valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed}

N_{Ed} valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione

M_{Ed} valore di calcolo della componente flettente dell'azione

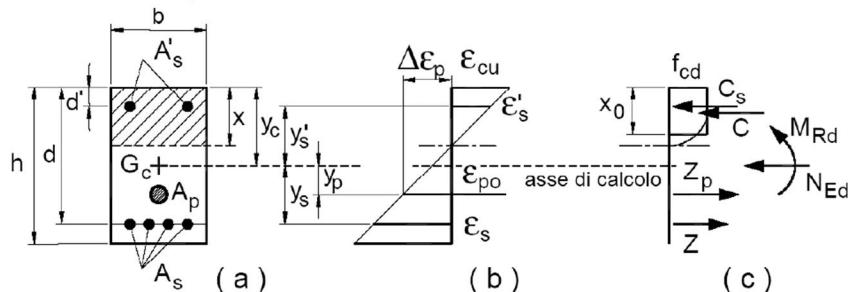


Figura 9-3 - Sezione presso-inflessa

Nel caso di pilastri soggetti a compressione assiale, si è comunque assunta una componente flettente dello sforzo $M_{Ed} = e \cdot N_{Ed}$ con eccentricità pari almeno a $0.05 \cdot h \geq 20$ mm con h altezza della sezione.

Nel caso di pressoflessione deviata la verifica della sezione è stata eseguita tracciando i domini di interazione $M_{Ey_d} - M_{Ez_d}$ per l'assegnato valore di N_{Ed} .

$$\left(\frac{M_{Eyd}}{M_{Ryd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{Ezd}}{M_{Rzd}} \right)^\alpha \leq 1$$

Con:

M_{Eyd}, M_{Ezd} valore di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi "y" e "z"
 $\alpha = 1.5$ come consigliato da diversi autori

9.3 VERIFICA A TAGLIO DI ELEMENTI PROVVISTI DI ARMATURE TRASVERSALI

Il taglio resistente di ciascuna sezione è stato calcolato ipotizzando la formazione di un traliccio resistente composto dalle armature longitudinali e trasversali e da bielle compresse di calcestruzzo.

La verifica invece si è ridotta al rispetto della disuguaglianza seguente:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

Con:

V_{Ed} valore di calcolo dello sforzo di taglio agente

$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$ resistente a taglio dell'elemento

$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} (\operatorname{ctg} \theta + \operatorname{ctg} \alpha) \sin \alpha$ resistenza di calcolo per rottura dell'armatura

$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \alpha_c \cdot f'_{cd} (\operatorname{ctg} \theta + \operatorname{ctg} \alpha) / (1 + \operatorname{ctg} \theta)$ resistenza di calcolo per rottura delle bielle compresse
 b_w larghezza minima della sezione

d	altezza utile della sezione
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$	tensione media di compressione nella sezione
N_{Ed}	sforzo normale di compressione
A_c	sezione di calcestruzzo
A_{sw}	area dell'armatura trasversale
s	interasse tra due armature trasversali consecutive
α	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
θ	inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave con la limitazione: $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$; la determinazione del valore di θ è stata eseguita eguagliando i valori resistenti lato acciaio e lato calcestruzzo
$f'_{cd} = 0.5 f_{cd}$	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima
f_{yd}	resistenza di calcolo a trazione delle armature

Il coefficiente α_c è assunto invece pari a:

$$\alpha_c = \begin{cases} 1 & \text{compresse} \\ 1 + \sigma_{cp} / f_{cd} & 0 \leq \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \\ 1.25 & 0.25 \cdot f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 \cdot f_{cd} \\ 2.5 \cdot (1 - \sigma_{cp} / f_{cd}) & 0.5 \cdot f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd} \end{cases}$$

Le armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, dovranno essere prolungate di una misura pari a:

$$a_1 = 0.9 \cdot d \cdot (\cot \theta - \cot \alpha) / 2 \geq 0$$

9.4 VERIFICA A TAGLIO DEGLI ELEMENTI PRIVI DI ARMATURA TRASVERSALE A TAGLIO

Le NTC 2018 (§4.1.2.3.5.2) consentono l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio, purché sia garantita una ripartizione trasversale dei carichi. La resistenza a taglio V_{Rd} di tali elementi, con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza a taglio si valuta con:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \geq (V_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

con

$$V_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

dove:

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_s / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$)

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$)

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Le armature longitudinali, oltre ad assorbire gli sforzi conseguenti alle sollecitazioni di flessione devono assorbire quelli provocati dal taglio dovuti all'inclinazione delle fessure rispetto all'asse della trave, inclinazione assunta pari a 45° . In particolare, in corrispondenza degli appoggi, le armature longitudinali devono assorbire uno sforzo pari al taglio sull'appoggio.

Nelle zone critiche, l'angolo di inclinazione delle bielle di calcestruzzo compresso deve essere assunto pari a 45°. Le dimensioni della sezione sono da riferirsi solo al nucleo confinato di calcestruzzo.

9.5 VERIFICA DEGLI ELEMENTI TOZZI – MODELLI TIRANTE-PUNTONE (STRUT AND TIE)

I modelli tirante-puntone (S&T – *Strut and Tie*) sono utilizzati per la progettazione delle membrature in c.a. che non possono essere schematizzate come solidi snelli o travi "alla De Saint Venant" quali ad esempio i plinti tozzi di fondazione, le travi parete, le mensole tozze, ma anche quelle regioni di travi snelle soggette a carichi concentrati o caratterizzate da brusche variazioni di sezione.

Il modello consiste nel ricondurre il meccanismo strutturale resistente ad un traliccio reticolare, con tiranti e puntoni, ovvero con aste tese e aste compresse. Le aste compresse (puntoni) sono materializzate dal calcestruzzo, mentre le aste tese (tiranti) sono costituite dalle armature. Secondo l'EC2 i modelli tirante-puntone possono essere utilizzati per il progetto delle strutture allo stato limite ultimo (SLU) sia di zone di "continuità" sia di zone di "discontinuità".

Di seguito si illustrano due modelli tipici utilizzati per la progettazione delle armature principali (Figura 9-4) e di frettaggio/secondarie (Figura 9-5.)

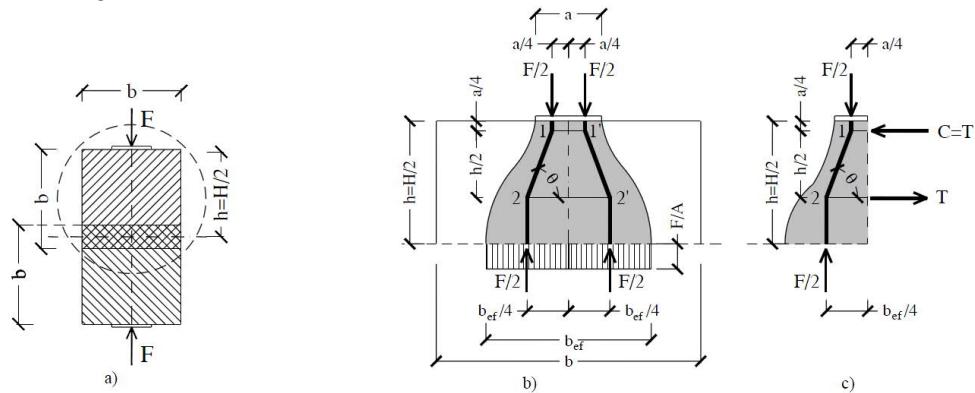


Figura 9-4: Elemento tozzo a discontinuità totale. Traliccio resistente.

Modello A

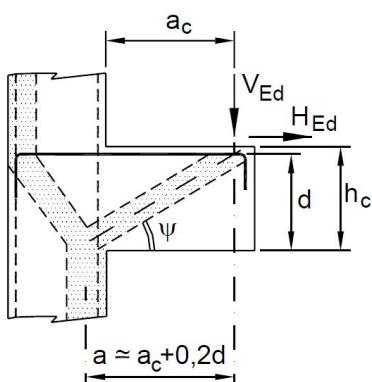


Figura 9-5: Traliccio resistente proposto dalle NTC2018 per il calcolo di una mensola tozza.

9.6 VERIFICA A PUNZONAMENTO

Solette piene, solette nervate a sezione piena sopra le colonne e fondazioni devono essere verificate nei riguardi del punzonamento allo stato limite ultimo, in corrispondenza dei pilastri e dei carichi concentrati.

In mancanza di un'armatura trasversale appositamente dimensionata, la resistenza al punzonamento deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo, intendendo la sollecitazione distribuita su di un perimetro efficace distante $2d$ dall'impronta caricata, con d altezza utile (media) della soletta.

Se, sulla base del calcolo, la resistenza a trazione del calcestruzzo sul perimetro efficace non è sufficiente per fornire la richiesta resistenza al punzonamento, vanno inserite apposite armature al taglio. Queste armature vanno estese fino al perimetro più esterno sul quale la resistenza a trazione del calcestruzzo risulta sufficiente. Per la valutazione della resistenza al punzonamento si fa riferimento al §6.4.4-§6.4.5 UNI EN 1992-1-1.

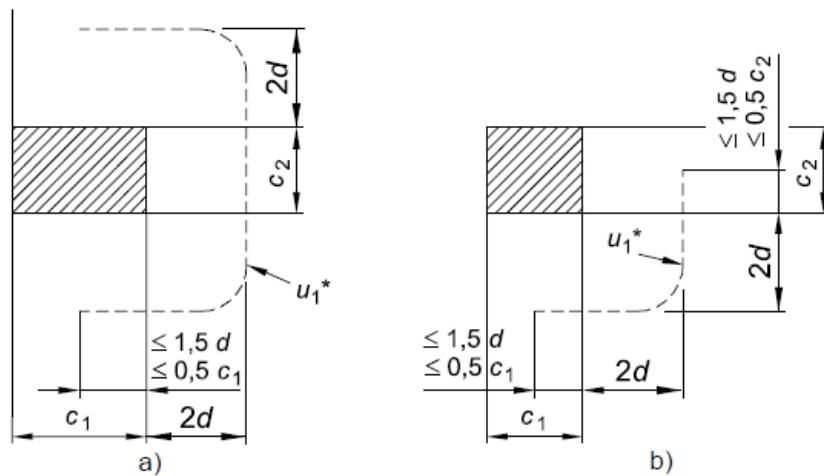


Figura 9-6 - Perimetro di verifica equivalente u_1 : a) pilastro di bordo; b) pilastro di angolo

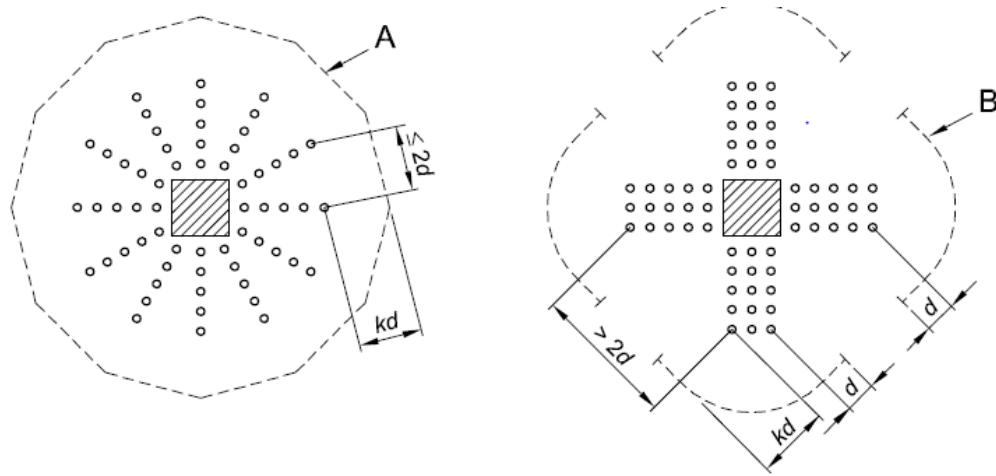


Figura 9-7 - Perimetri di verifica per pilastri interni: A) perimetro u_{out} ; B) perimetro $u_{out,ef}$

Armature per il taglio-punzonamento

Legenda

- a) Distanza delle cuciture
- b) Distanza delle barre piegate verso il basso
- A Perimetro di verifica più esterno che richiede armatura a taglio
- B Primo perimetro di verifica entro il quale non è richiesta armatura a taglio

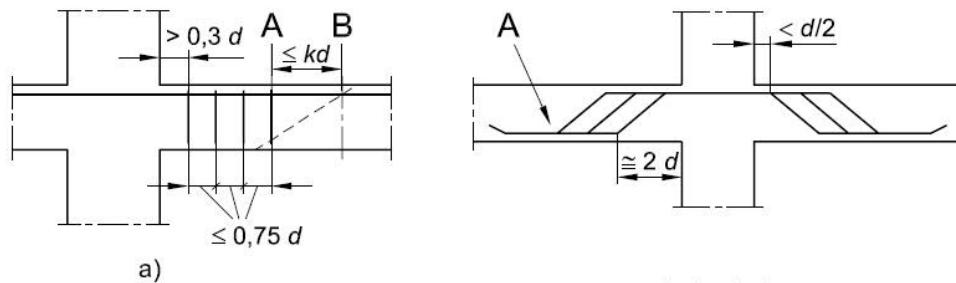


Figura 9-8 - Armature per il taglio punzonamento: a) distanza delle cuciture; b) distanza delle barre piegate verso il basso;
A) perimetro di verifica più esterno che richiede armatura a taglio;
B) primo perimetro di verifica entro il quale non è richiesta armatura a taglio

9.7 VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

9.7.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio
La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,60 \cdot f_{ck} \quad \text{per combinazione caratteristica}$$

$$\sigma_c < 0,45 \cdot f_{ck} \quad \text{per combinazione quasi permanente.}$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.

9.7.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

Per l'acciaio, la tensione massima, $\sigma_{s,max}$, per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,80 \cdot f_{yk}$$

9.8 VERIFICA A CALDO DELLE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO

9.8.1 Travi e pilastri

La tabella D.6.1 del D.M. 16 febbraio 2007 riporta i valori minimi (mm) della larghezza b della sezione, della distanza a dall'asse delle armature alla superficie esposta e della larghezza d 'anima bw di travi con sezione a larghezza variabile sufficienti a garantire il requisito R per le classi indicate di travi semplicemente appoggiate. Per travi con sezione a larghezza variabile b è la larghezza in corrispondenza della linea media delle armature tese.

Classe	combinazioni possibili di b e a					b_w
30	$b = 80$	$a = 25$	$120 / 20$	$160 / 15$	$200 / 15$	80
60	$b = 120$	$a = 40$	$160 / 35$	$200 / 30$	$300 / 25$	100
90	$b = 150$	$a = 55$	$200 / 45$	$300 / 40$	$400 / 35$	100
120	$b = 200$	$a = 65$	$240 / 60$	$300 / 55$	$500 / 50$	120
180	$b = 240$	$a = 80$	$300 / 70$	$400 / 65$	$600 / 60$	140
240	$b = 280$	$a = 90$	$350 / 80$	$500 / 75$	$700 / 70$	160

I valori di a devono essere non inferiore ai minimi di regolamento per le opere di c.a. e c.a.p. In caso di armature pre-tese aumentare i valori di a di 15 mm. In presenza di intonaco i valori di b e a ne possono tenere conto nella maniera indicata nella tabella D.5.1. Per ricoprimenti di calcestruzzo superiori a 50 mm prevedere una armatura diffusa aggiuntiva che assicuri la stabilità del ricoprimento.

La tabella D.6.2 del D.M. 16 febbraio 2007 riporta i valori minimi (mm) del lato più piccolo b di pilastri a sezione rettangolare ovvero del diametro di pilastri a sezione circolare e della distanza a dell'asse delle armature alla superficie esposta sufficienti a garantire il requisito R per le classi indicate di pilastri esposti su uno o più lati che rispettano le seguenti limitazioni:

- lunghezza effettiva del pilastro (da nodo a nodo) ≤ 6 m (per pilastri di piani intermedi) ovvero $\leq 4,5$ m (per pilastri dell'ultimo piano)
- area complessiva di armatura $As \leq 0,04 A_c$ area efficace della sezione trasversale del pilastro

Classe	Esposto su più lati		Esposto su un lato
30	$B = 200$	$a = 30$	$300 / 25$
60	$B = 250$	$a = 45$	$350 / 40$
90	$B = 300$	$a = 50$	$450 / 40$
120	$B = 350$	$a = 60$	$450 / 50$
180	$B = 450$	$a = 70$	$-$
240	$-$	$-$	$300 / 70$

I valori di a devono essere non inferiore ai minimi di regolamento per le opere di c.a. e c.a.p. In caso di armatura pre-tese aumentare i valori di a di 15 mm. In presenza di intonaco i valori di a ne possono tenere conto nella maniera indicata nella tabella D.5.1. Per ricoprimenti di calcestruzzo superiori a 50 mm prevedere una armatura diffusa aggiuntiva che assicuri la stabilità del ricoprimento.

9.8.2 Solette piene e solai con getto di completamento

Per le solette piene si fa riferimento alla tabella D.5.1 del D.M. 16 febbraio 2007 "Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione".

La tabella seguente riporta i valori minimi (mm) dello spessore totale H di solette e solai, della distanza a dall'asse delle armature alla superficie esposta sufficienti a garantire il requisito R per le classi indicate.

Solette piene con armatura monodirezionale o solai in lamiera di acciaio con getto in calcestruzzo					
R 30	R 60	R 90	R 120	R 180	R 240
H=80 / a=10	H=120 / a=20	H=120 / a=30	H=160 / a=40	H=200 / a=55	H=240 / a=65

I valori di a devono essere non inferiori ai minimi di regolamento per le opere di c.a. e c.a.p.

9.8.3 Pareti

Per le pareti si fa riferimento alla tabella D.6.3 del DM 16 febbraio 2007 "Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione".

La tabella seguente riporta i valori minimi (mm) dello spessore s e della distanza a dall'asse delle armature alla superficie esposta sufficienti a garantire il requisito REI per le classi indicate di pareti portanti esposte su uno o due lati che rispettano le seguenti limitazioni:

- Altezza effettiva della parete (da nodo a nodo) ≤ 6 m per pareti di pian intermedi
- Altezza effettiva della parete (da nodo a nodo) ≤ 4.5 m per pareti dell'ultimo piano
-

Pareti						
Classe	R 30	R 60	R 90	R 120	R 180	R 240
Esposto su un lato	s = 120 a = 10	s = 130 a = 10	s = 140 a = 25	s = 160 a = 35	s = 210 a = 50	s = 270 a = 60
Esposto su due lati	s = 120 a = 10	s = 140 a = 10	s = 170 a = 25	s = 220 a = 35	s = 270 a = 55	s = 350 a = 60

I valori di a devono essere non inferiori ai minimi di regolamento per le opere di c.a. e c.a.p.. In caso di armatura pre-tesa aumentare i valori di a di 15 mm. In presenza di intonaco i valori di a ne possono tenere conto nella maniera indicata nella tabella D.5.1. Per i ricoprimenti di calcestruzzo superiori a 50 mm prevedere un'armatura diffusa aggiuntiva che assicuri la stabilità del ricoprimento.

10 VERIFICHE DI SICUREZZA STRUTTURALI PER ELEMENTI IN ACCIAIO

10.1 CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI TRASVERSALI

La classificazione della sezione è eseguita sulla base delle capacità dei suoi elementi snelli di resistere a fenomeni di instabilità locale. In particolare, sono definite di classe 4 quelle sezioni per le quali è necessario mettere esplicitamente in conto gli effetti dell'instabilità locale nella determinazione del loro momento resistente o della resistenza a compressione. Poiché la classificazione di una sezione trasversale dipende dai rapporti dimensionali di ciascuno dei suoi elementi compressi, questi in generale possono appartenere a classi diverse. La suscettibilità di un elemento piano ai fenomeni di instabilità viene definita mediante il rapporto di snellezza:

$$\beta = b / t$$

dove:

- b è la lunghezza dell'elemento;
- t è lo spessore dell'elemento.

Il limite di snellezza da assegnare al parametro dipende dal tipo di elemento (anima o piattabanda, libero o vincolato, irrigidito, etc.) e dalla classe di acciaio utilizzato, secondo il parametro $\varepsilon = \sqrt{250/f_y}$ dove f_y è la tensione di snervamento dell'acciaio.

Per le sezioni di classe 4 il valore del parametro di snellezza dà luogo alla riduzione da applicare allo spessore dell'elemento di sezione affetto da possibili fenomeni di instabilità al fine di ottenere la sezione efficace da utilizzare nelle verifiche di resistenza ed instabilità dell'elemento strutturale.

10.2 VERIFICA DI RESISTENZA

10.2.1 Membrature soggette a presso-tenso flessione retta

Per sezioni ad I o H di classe 1 o 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso flessione retta nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot \frac{(1-n)}{(1-0.5 \cdot a)} \leq M_{pl,y,Rd}$$

o

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \cdot \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \text{ per } n > a$$

essendo:

$M_{pl,y,Rd}$: il momento resistente plastico a flessione semplice nel piano dell'anima;

$M_{pl,z,Rd}$: il momento resistente plastico a flessione semplice nel piano delle ali;

e posto:

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$$

$$a = \frac{(A - 2 \cdot b \cdot t_f)}{A} \leq 0.5$$



dove:

A è l'area lorda della sezione;

b è la larghezza delle ali;

t_f è lo spessore delle ali.

10.2.2 Membrature soggette a presso-tenso flessione biassiale

Per sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche la condizione di resistenza è valutata secondo la seguente espressione:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right)^{5n} \leq 1$$

con:

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} \geq 0,2$$

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \frac{1-n}{1-0,5a} \leq M_{pl,y,Rd}$$

$$a = \frac{A-2bt_f}{A} \leq 0,5$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \text{ se } n \leq a;$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \text{ per } n > a;$$

Se $n < 0,2$ o per sezioni generiche di classi 1 e 2 la verifica si conduce a favore di sicurezza secondo la relazione:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right)^5 \leq 1$$

Per sezioni di classe 3 e 4 la verifica si opera in termini tensionali in campo elastico, tenendo conto delle aree e dei moduli di resistenza elastici o efficaci, secondo il seguente criterio:

$$\left(\sigma_{y,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{y,Ed} \sigma_{z,Ed} + 3\tau_{Ed}^2 \right)^{0,5} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

10.2.3 Membrature soggette a taglio-torsione

Il taglio resistente plastico di una sezione trasversale, V_{Rd} , è pari a:

$$V_{R,d} = A_V \left(f_y / \sqrt{3} \right) / \gamma_{M0}$$

dove:

A_V è l'area di taglio.

Il momento torcente resistente è assunto in via semplificata per le sezioni laminate ad I e ad H pari a quello dovuto alla sola torsione di ingobbamento:

$$M_{T,Rd} = \frac{I_w}{S_w} \left(f_y / \sqrt{3} \right) / \gamma_{M0}$$

con

- I_w momento d'inerzia settoriale;
 S_w momento statico dell'area settoriale.

Per l'azione combinata di taglio e torsione si dovrà verificare che:

$$\beta_v = \frac{V_{sd} / A_v}{\left(f_{yk} / \sqrt{3}\right) / \gamma_{M0}} + \left(\frac{\tau_{w,Ed}}{1,25 \left(f_{yk} / \sqrt{3}\right) / \gamma_{M0}} \right)^2 \leq 1$$

10.2.4 Membrature soggette a flessione e taglio

Se il taglio di calcolo V_{Ed} è inferiore al 50% del taglio resistente di calcolo $V_{c,Rd}$:

$$V_{R,d} = A_v \left(f_y / \sqrt{3} \right) / \gamma_{M0}$$

si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione, eccetto nei casi in cui l'instabilità per taglio riduca la resistenza della sezione. Se il taglio sollecitante è superiore alla metà del taglio resistente di calcolo $V_{c,Rd}$ occorre tenere in conto l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione. Posto:

$$\rho = \left[\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2$$

La resistenza a flessione si determina assumendo per l'area resistente a taglio A_v la tensione di snervamento ridotta:

$$(1 - \rho) \cdot f_{yk}$$

Per le sezioni ad I o H di classe 1 o 2 doppiamente simmetriche, soggette a flessione e taglio nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho \cdot A_v^2}{4 \cdot t_w} \right] \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \leq M_{y,c,Rd}$$

10.3 VERIFICA DI STABILITÀ

10.3.1 Stabilità delle membrature presso-inflesse

Le aste presso-inflesse possono instabilizzarsi secondo modalità diverse, dipendenti dalla geometria della sezione trasversale e dalle condizioni di vincolo. Una di queste modalità prevale nel determinare la capacità portante della membratura.

Nel caso tipico dei profilati della serie IPE e HE, aventi sezioni il cui centro di taglio coincide con il baricentro della sezione, si possono avere due forme tipiche di instabilità:

Instabilità piana, se le condizioni di vincolo presenti impediscono lo sbandamento della flangia compressa, mediante l'inflessione dell'asta nel piano che contiene l'eccentricità del carico.

Instabilità flesso-torsionale, quando l'instabilità è accompagnata dallo sbandamento laterale tipico dello svergolamento.

Nel caso in cui il centro di taglio e il baricentro della sezione non siano coincidenti, allora l'instabilità flesso-torsionale risulta generalmente determinante, anche nel caso di carico assiale con modesta eccentricità.

Le formule proposte sia dalla norma UNI EN 1993-1-1 (eq. 6.61 e 6.62) che dalla Circolare n.7/2019 (eq. C4.2.37) per le verifiche di instabilità di elementi presso-inflessi, riferite al caso generale di presso-flessione biassiale, ossia con l'elemento sollecitato dall'azione assiale N_{Sd} e dalle azioni flettenti $M_{y,Sd}$ e $M_{z,Sd}$, relative rispettivamente alla sollecitazione secondo l'asse forte e quello debole, sono:

$$\text{relazione 1: } \frac{N_{Sd}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Sd} + \Delta M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Sd} + \Delta M_{z,Sd}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\text{relazione 2: } \frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Sd} + \Delta M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Sd} + \Delta M_{z,Sd}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

dove:

χ_y e χ_z corrispondono rispettivamente agli assi 2 e 3 nel sistema di riferimento locale dell'elemento;
 N_{Sd} , $M_{y,Sd}$ e $M_{z,Sd}$ sono i valori di progetto rispettivamente del carico di compressione e dei momenti massimi rispetto agli assi $y-y$ e $z-z$ agenti sull'elemento;

$\Delta M_{y,Sd}$, $\Delta M_{z,Sd}$ sono i momenti flettenti dovuti all'eccentricità degli assi baricentrici per sezioni di classe 4;

χ_y , χ_z sono i coefficienti di riduzione dovuti all'instabilità flessionale;

χ_{LT} è il coefficiente di riduzione dovuto all'instabilità flesso torsionale;

k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} sono i coefficienti di interazione dipendenti dal metodo di calcolo utilizzato, (nel caso seguente adotteremo il metodo 2);

N_{Rk} , $M_{i,Rk}$ sono lo sforzo normale e i due momenti resistenti caratteristici, ottenuti secondo la tabella sotto:

$$N_{Rk} = f_{yk} \cdot A_i \quad M_{i,Rk} = f_{yk} \cdot W_i$$

classe	1	2	3	4
A_i	A	A	A	A_{eff}
W_y	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$



W_z	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{eff,z}$
$\Delta M_{y,SD}$	0	0	0	$e_{Ny} \cdot N_{Ed}$
$\Delta M_{z,SD}$	0	0	0	$e_{Nz} \cdot N_{Ed}$

Per sezioni non soggette a deformazioni torsionale (per esempio sezioni tubolari o sezioni vincolate a torsione) $\chi_{LT} = 1$.

χ è il coefficiente di riduzione per tenere conto dell'instabilità flessionale, dato da:

$$\chi = \frac{1}{\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0.5}} \leq 1$$

dove:

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \text{ per le classi 1,2 e 3}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr}}} \text{ per la classe 4}$$

α : coefficiente di imperfezione (0.21, 0.34, 0.49, 0.76)

N_{cr} : è il carico critico elastico per il modo instabile pertinente basato sulle proprietà della sezione trasversale linda:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot L}{l_0^2}$$

χ_{LT} è il coefficiente di riduzione dovuto all'instabilità flesso torsionale dato da:

Curve di instabilità flesso-torsionale – Caso generale:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0.5}} \leq 1$$

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} \text{ per le classi 1 e 2}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{el,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} \text{ per la classe 3}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{eff,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} \text{ per la classe 4}$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} \right]^{0.5}$$

Curve di instabilità flesso-torsionale per sezioni laminate o saldate equivalenti:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq \begin{cases} 1 \\ \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \end{cases}$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

dove:

$$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0.4 \text{ (valore massimo)}$$

$$\beta = 0.75 \text{ (valore minimo)}$$

Per considerare la distribuzione del momento tra i vincoli laterali delle membrature il coefficiente di riduzione χ_{LT} può essere modificato come segue:

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} \leq 1$$

$$f = 1 - 0.5 \cdot (1 - k_c) \cdot \left[1 - 2.0 \cdot (\bar{\lambda}_{LT,0} - 0.8)^2 \right] \leq 1$$

dove:

k_c è un coefficiente correttivo funzione della distribuzione del momento flettente lungo la membratura (prospetto 6.6 EN 1993-1-1)

10.3.2 Stabilità delle membrature inflesse

Una membratura non vincolata lateralmente soggetta a flessione intorno all'asse di maggiore inerzia deve essere verificata contro l'instabilità flesso-torsionale con la relazione seguente:

$$\frac{M_{Sd}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

con:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

nella quale:

$$W_y = W_{y,pl} \text{ per sezioni di classe 1 e 2}$$

$$W_y = W_{y,el} \text{ per sezioni di classe 3}$$

$$W_y = W_{y,eff} \text{ per sezioni di classe 4}$$

χ_{LT} è il coefficiente di riduzione dovuto all'instabilità flesso torsionale dato da:

Curve di instabilità flesso-torsionale – Caso generale:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0.5}} \leq 1$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} \text{ per le classi 1 o 2}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{el,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} \text{ per la classe 3}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{eff,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} \text{ per la classe 4}$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} \right]^{0.5}$$

Curve di instabilità flesso-torsionale per sezioni laminate o saldate equivalenti:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq \begin{cases} 1 \\ \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}} \end{cases}$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

dove:

$$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0.4 \text{ (valore massimo)}$$

$$\beta = 0.75 \text{ (valore minimo)}$$

Per considerare la distribuzione del momento tra i vincoli laterali delle membrature il coefficiente di riduzione χ_{LT} può essere modificato come segue:

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} \leq 1$$

$$f = 1 - 0.5 \cdot (1 - k_c) \cdot \left[1 - 2.0 \cdot (\bar{\lambda}_{LT,0} - 0.8)^2 \right] \leq 1$$

dove:

k_c è un coefficiente correttivo funzione della distribuzione del momento flettente lungo la membratura (vedi prospetto 6.6 EN 1993-1-1).

10.3.3 Lunghezza libera di inflessione delle colonne

La distinzione tra telai a nodi fissi e a telai a nodi mobili è legata alla stabilità trasversale del sistema strutturale, ossia alla rilevanza degli effetti del secondo ordine sulla risposta strutturale in termini di spostamenti trasversali e, di conseguenza, anche in termini di azioni flettenti e taglienti addizionali. Se un telaio è controventato, allora può essere considerato a nodi fissi, ossia le forze o i momenti addizionali interni dovuti agli spostamenti trasversali possono essere trascurati; tuttavia al riguardo non si ha equivalenza tra i termini *controventato* e *a nodi fissi*, poiché sono riferiti a due diversi aspetti del comportamento strutturale.

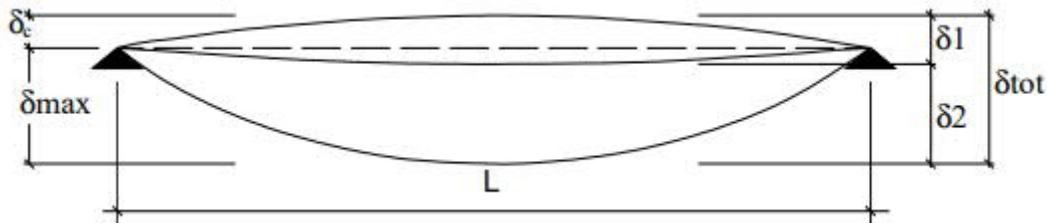
Il primo è associato alla resistenza della struttura e fornisce indicazioni relative al meccanismo di trasferimento delle forze orizzontali; il secondo è invece relativo alla deformabilità trasversale. Sia l'EC3 che le NTC ammettono che l'analisi globale possa condursi con la teoria del primo ordine, e il telaio possa essere considerato *a nodi fissi* per un'assegnata condizione di carico, se sono rispettate le seguenti condizioni:

$$\text{Analisi elastica: } \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10$$

$$\text{Analisi plastica: } \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15$$

10.3.4 Verifiche di deformabilità

Le verifiche di deformabilità delle travi in acciaio prevedono il confronto degli abbassamenti delle travi con i limiti di deformabilità imposti dal §4.2.4.2.1 NTC 2018.



Lo spostamento totale è calcolato come segue:

$$\delta_{\text{tot}} = \delta_1 + \delta_2$$

dove:

δ_1 è lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti;

δ_2 è lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili.

Lo spostamento massimo è dato da:

$$\delta_{\text{max}} = \delta_{\text{tot}} + \delta_c$$

dove:

δ_c è l'eventuale monta iniziale imposta alla trave

I limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie sono forniti dalla tabella 4.2.X NTC, espresse in termini di δ_{max} e δ_2 in funzione della luce della trave, L.

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{\text{max}}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

Tabella 10.1 - Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie (Tab. 4.2.X NTC 2018)

10.4 VERIFICA A CALDO DELLE STRUTTURE IN ACCIAIO

10.4.1 Criteri generali di progettazione

La verifica a caldo delle membrature metalliche è condotta secondo quanto previsto dalla norma UNI EN 1993-1-2 § 4.2.5.2 in condizione di carico eccezionale.

Per una distribuzione uniforme della temperatura nella sezione trasversale, l'incremento di temperatura $\Delta\theta_{a,t}$ di un elemento di acciaio non protetto, durante un intervallo di tempo Δt è calcolata secondo la seguente espressione:

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh} \frac{A_m/V}{c_a \rho_a} h_{net,d} \Delta t$$

dove:

k_{sh} è il fattore di correzione per l'effetto ombra;

A_m/V è il fattore di sezione per elementi di acciaio non protetti [1/m];

A_m è l'area della superficie dell'elemento per unità di lunghezza [m²/m];

V è il volume dell'elemento per unità di lunghezza [m³/m];

c_a è il calore specifico dell'acciaio [J/kgK];

$h_{net,d}$ è il valore di progetto del flusso termico netto per unità di area [W/m²];

Δt è l'intervallo di tempo [s];

ρ_a è la massa volumica dell'acciaio [kg/m³].

Per sezioni a I sotto l'azione dell'incendio nominale, il fattore di correzione per l'effetto ombra può essere determinato da:

$$k_{sh} = 0,9 \frac{[A_m/V]_b}{[A_m/V]}$$

dove:

$[A_m/V]_b$ è il valore del fattore di sezione di una sezione scatolare.

In tutti gli altri casi, il valore di k_{sh} si raccomanda che sia assunto come:

$$k_{sh} = \frac{[A_m/V]_b}{[A_m/V]}$$

Per sezioni trasversali di forma convessa (per esempio sezioni cave rettangolari o circolari) completamente avvolte dalle fiamme, l'effetto ombra non si manifesta e pertanto il fattore di correzione k_{sh} è pari all'unità.

10.4.2 Elementi in acciaio protetti

Per una distribuzione uniforme della temperatura nella sezione trasversale, l'incremento di temperatura $\Delta\theta_{a,t}$ di un elemento di acciaio protetto, durante un intervallo di tempo Δt è calcolata secondo la seguente espressione:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_p A_p / V}{d_p c_a \rho_a} \frac{(\theta_{g,t} - \theta_{a,t})}{(1 + \phi/3)} \Delta t - (e^{\phi/10} - 1) \Delta\theta_{g,t} \quad (\text{ma } \Delta\theta_{a,t} \geq 0 \text{ se } \Delta\theta_{g,t} > 0)$$

dove:

A_p/V è il fattore di sezione per elementi di acciaio isolati tramite un materiale protettivo antincendio;

A_p è l'area appropriata di materiale protettivo antincendio per unità di lunghezza dell'elemento [m²/m];

V è il volume dell'elemento per unità di lunghezza [m³/m];

c_a è il calore specifico, dipendente dalla temperatura, dell'acciaio [J/kgK];

c_p è il calore specifico, indipendente dalla temperatura, del materiale protettivo antincendio [J/kgK];

d_p è lo spessore del materiale protettivo antincendio [m];

Δt è l'intervallo di tempo [s];

$\theta_{a,t}$ è la temperatura dell'acciaio al tempo t [°C];

$\theta_{g,t}$ è la temperatura dei gas presenti nel compartimento al tempo t [°C];

$\Delta\theta_{g,t}$ è l'incremento della temperatura dei gas presenti nel compartimento durante l'intervallo di tempo Δt [°K];

λ_p è la conducibilità termica del sistema di protezione antincendio [W/mK];

ρ_a è la massa volumica dell'acciaio [kg/m³].

ρ_p è la massa volumica del materiale protettivo antincendio [kg/m³].

10.4.2.1 Protezione con vernice intumescente

Ove previsto, il trattamento antincendio delle strutture sarà eseguito con vernice intumescente e la verifica deve essere condotta secondo quanto previsto dalla norma UNI EN 1993-1-2 al §4.2.4 (Metodo della temperatura critica) in condizione di carico eccezionale. Calcolata la temperatura critica e il fattore di sezione, nota la resistenza da raggiungere (R), lo spessore della protezione sarà determinato conformemente alle certificazioni rilasciate da laboratori autorizzati e/o calcoli analitici.

10.4.2.2 Dimensionamento del protettivo intumescente

A titolo esemplificativo si riporta il pre dimensionamento del protettivo secondo il metodo contenuto nella norma UNI EN 1993-1-2 (Eurocodice 3: Progetto delle strutture in acciaio-Parte 1-2: Regole generali. Progettazione strutturale contro il fuoco) basandosi sul fattore di sezione di ciascun tipo di profilo impiegato ed adottando, a favore di sicurezza, una temperatura critica pari a 550°C. Le prestazioni del protettivo reattivo impiegato sono state definite tramite le tabelle ottenute da prove sperimentali fornite dal produttore. Il dimensionamento del protettivo fa quindi riferimento alla pittura intumescente all'acqua monocomponente Sherwin-Williams *Firetex FX5090* prodotta da *Amonn*, in grado di garantire la resistenza R 15/60 prevista su elementi esposti su 4 lati. In particolare i profili tubolari di copertura devono garantire R15 mentre il resto dei profili aperti R60.

Per i profili a sezione aperta si fa riferimento alla seguente tabella.

Firetex FX 5090 - Pittura intumescente all'acqua monocomponente Sherwin-Williams

Temp. critica 550°								Temp. critica 500°							
I/H	R15	R30	R45	R60	R90	R120	R180	I/H	R15	R30	R45	R60	R90	R120	R180
S/V	Sp. micron	S/V	Sp. micron												
60	197	197	197	301	798	1387	3238	60	197	197	197	436	981	1674	3840
65	197	197	197	312	851	1497	3530	65	197	197	202	458	1059	1798	4118
70	197	197	197	323	903	1606	3823	70	197	197	213	481	1138	1922	4396
75	197	197	197	334	960	1716	4115	75	197	197	223	503	1217	2046	4675
80	197	197	197	345	1018	1812	4407	80	197	197	234	526	1295	2171	4953
85	197	197	203	357	1075	1900	4700	85	197	197	244	548	1374	2295	5231
90	197	197	212	368	1133	1989	4992	90	197	197	255	571	1453	2419	
95	197	197	222	379	1191	2077		95	197	197	265	593	1531	2543	
100	197	197	231	390	1249	2168		100	197	197	276	616	1610	2667	
105	197	197	240	402	1306	2254		105	197	197	286	638	1689	2791	
110	197	197	249	413	1364	2343		110	197	197	297	661	1761	2915	
115	197	197	259	424	1422	2431		115	197	197	307	683	1796	3039	
120	197	197	268	435	1480	2520		120	197	197	318	706	1832	3164	
125	197	197	277	447	1537	2608		125	197	197	329	728	1867	3288	
130	197	197	286	458	1595	2697		130	197	197	339	751	1902	3412	
135	197	197	296	469	1653	2785		135	197	197	350	773	1937	3524	
140	197	197	305	480	1711	2874		140	197	197	360	796	1972	3620	
145	197	197	314	492	1764	2962		145	197	199	371	818	2007	3716	
150	197	197	323	503	1799	3051		150	197	207	381	841	2043	3812	
155	197	197	333	514	1835	3139		155	197	214	392	863	2078	3908	
160	197	197	342	525	1871	3228		160	197	222	402	885	2113	4004	
165	197	197	351	537	1906	3316		165	197	229	413	908	2148	4100	
170	197	197	360	548	1942	3405		170	197	236	423	930	2183	4197	
175	197	197	370	559	1977	3495		175	197	244	434	952	2218	4293	
180	197	197	379	570	2013	3594		180	197	251	444	975	2254	4389	
185	197	197	388	582	2049	3693		185	197	259	455	997	2289	4485	
190	197	197	397	593	2084	3792		190	197	266	465	1019	2324	4581	
195	197	197	406	604	2120	3891		195	197	273	476	1041	2359	4677	
200	197	197	416	615	2156	3990		200	197	281	487	1064	2394	4773	
205	197	197	425	627	2191	4090		205	197	288	497	1088	2430	4869	
210	197	197	434	638	2227	4189		210	197	296	508	1108	2465	4966	
215	197	197	443	649	2263	4288		215	197	303	518	1130	2500	5062	
220	197	200	453	660	2298	4387		220	197	311	529	1152	2535	5158	
225	197	207	462	672	2334	4486		225	197	318	539	1175	2570		
230	197	214	471	683	2370	4585		230	197	325	550	1197	2605		
235	197	221	480	694	2405	4684		235	197	333	560	1219	2641		
240	197	227	490	705	2441	4784		240	197	340	571	1241	2678		
245	197	234	499	717	2477	4883		245	197	348	581	1263	2711		
250	197	241	508	728	2512	4982		250	197	355	592	1288	2746		
255	197	248	517	739	2548	5081		255	197	363	602	1308	2781		
260	197	255	527	750	2584	5180		260	197	370	613	1330	2817		
265	197	262	536	762	2619			265	197	377	623	1352	2852		
270	197	268	545	773	2655			270	197	385	634	1374	2887		
275	197	275	554	784	2691			275	197	392	645	1397	2922		
280	197	282	564	795	2726			280	197	400	655	1419	2957		
285	197	289	573	807	2762			285	197	407	666	1441	2992		
290	197	296	582	818	2797			290	197	415	676	1463	3028		
295	197	303	591	829	2833			295	197	422	687	1486	3063		
300	197	309	600	840	2869			300	197	429	697	1508	3098		
305	197	316	610	852	2904			305	197	437	708	1530	3133		
310	197	323	619	863	2940			310	197	444	718	1552	3168		
315	197	330	628	874	2976			315	197	452	729	1574	3203		
320	197	337	637	885	3011			320	197	459	439	1597	3239		
325	197	344	647	897	3047			325	197	467	750	1619	3274		
330	197	350	656	908	3083			330	197	474	760	1641	3309		
335	197	357	665	944	3118			335	197	481	771	1663	3344		
340	197	364	674	1001	3154			340	197	489	781	1685	3379		
345	197	371	684	1057	3190			345	197	496	792	1708	3415		
350	197	378	693	1114	3225			350	197	504	803	1730	3450		
355	197	385	702	1170	3261			355	197	511	813	1752	3501		
360	197	392	711	1227	3297			360	197	519	824	1794	3680		
365	197	398	721	1283	3332			365	197	526	834	1841	3858		
370	197	405	730	1340	3368			370	197	533	845	1888	4037		
375	197	412	739	1397	3404			375	197	541	855	1934	4216		

Per i profili a sezione chiusa si fa riferimento alla seguente tabella.

Firetex FX 5090 - Pittura intumescente all'acqua monocomponente Sherwin-Williams

Temp. critica 350°							Temp. critica 550°						
I/H	R15	R30	R45	R60	R90	R120	□ / Ø	R15	R30	R45	R60	R90	R120
S/V	Sp. micron	S/V	Sp. micron										
60	197	308	698	1156	2402	3765	45	201	201	415	1000	2260	
65	197	323	745	1251	2527	3965	50	201	201	490	1163	2608	
70	197	337	792	1346	2651	4164	55	201	201	242	565	1325	2956
75	197	351	838	1440	2775	4363	60	201	201	283	640	1488	3304
80	197	366	885	1535	2899	4563	65	201	201	324	715	1650	3671
85	197	380	932	1630	3023	4762	70	201	201	365	791	1812	4064
90	197	394	980	1724	3148	4961	75	201	201	406	866	1975	4457
95	197	408	1027	1776	3272	5161	80	201	201	446	941	2138	4851
100	197	423	1075	1806	3396		85	201	201	487	1008	2300	
105	197	437	1122	1836	3508		90	201	201	528	1053	2463	
110	197	451	1170	1866	3593		95	201	204	569	1098	2626	
115	197	466	1217	1897	3679		100	201	219	610	1144	2789	
120	197	480	1265	1927	3764		105	201	235	651	1189	2951	
125	197	494	1312	1957	31107		110	201	250	692	1235	3114	
130	197	509	1360	1987	3935		115	201	266	733	1280	3277	
135	197	523	1407	2017	4021		120	201	281	774	1326	3439	
140	197	537	1455	2047	4106		125	201	297	814	1371	3585	
145	197	552	1502	2078	4191		130	201	312	855	1416	3719	
150	197	566	1550	2108	4277		135	201	328	896	1462	3853	
155	197	580	1597	2138	4362		140	201	343	937	1507	3988	
160	197	595	1644	2168	4448		145	201	359	978	1553	4122	
165	197	609	1692	2198	4533		150	201	374	1020	1598	4256	
170	204	623	1739	2228	4618		155	201	390	1062	1643	4390	
175	211	638	1773	2258	4704		160	201	405	1104	1689	4524	
180	218	652	1799	2289	4789		165	201	421	1146	1734	4659	
185	224	666	1824	2319	4875		170	201	436	1189	1780	4793	
190	231	680	1850	2349	4960		175	201	452	1231	1825	4927	
195	238	695	1876	2379	5046		180	201	467	1273	1871	5061	
200	245	709	1902	2409	5131		185	201	483	1315	1916	5195	
205	252	723	1927	2439	5216		190	201	498	1358	1961		
210	259	738	1953	2470			195	201	513	1400	2007		
215	266	752	1979	2500			200	201	529	1442	2050		
220	273	766	2005	2530			205	201	544	1484	2092		
225	280	781	2030	2560			210	201	560	1526	2135		
230	287	795	2056	2590			215	201	575	1569	2177		
235	294	809	2082	2620			220	201	591	1611	2220		
240	301	824	2108	2650			225	201	606	1653	2262		
245	308	838	2133	2681			230	201	622	1695	2305		
250	315	852	2159	2711			235	201	637	1738	2347		
255	322	867	2185	2741			240	201	653	1780	2390		
260	328	881	2211	2771			245	201	668	1822	2432		
265	335	895	2236	2801			250	201	684	1864	2475		
270	342	909	2262	2831			255	201	699	1907	2517		
275	349	934	2288	2861			260	201	715	1949	2560		
280	356	962	2314	2892			265	201	730	1991	2602		
285	363	990	2339	2922			270	201	746	2028	2645		
290	370	1018	2365	2952			275	201	761	2060	2687		
295	377	1047	2391	2982			280	201	777	2091	2730		
300	384	1075	2417	3012			285	201	792	2122	2772		
305	391	1103	2442	3042			290	201	808	2153	2815		
310	398	1131	2468	3073			295	201	823	2184	2857		
315	405	1159	2494	3103			300	201	839	2215	2900		
320	412	1187	2520	3133			305	201	854	2246	2942		
325	419	1215	2545	3163			310	201	870	2277	2985		
330	426	1243	2571	3193			315	201	885	2308	3027		
335	433	1271	2597	3223			320	201	900	2339	3070		
340	439	1299	2623	3253			325	201	916	2370	3112		
345	446	1327	2648	3284			330	201	931	2401	3155		
350	453	1356	2674	3314			335	201	947	2433	3197		
355	460	1384	2700	3344			340	201	962	2464	3240		
360	467	1412	2726	3374									
365	474	1440	2751	3404									
370	481	1468	2777	3434									
375	488	1496	2803	3464									

10.5 VERIFICA DEI COLLEGAMENTI

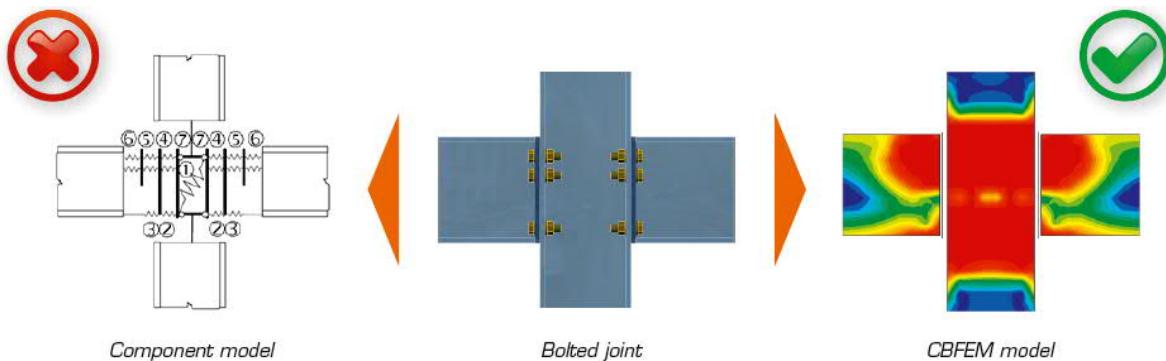
Per quanto riguarda le verifiche delle connessioni sono state usate le regole di buona progettazione tipiche della letteratura classica della scienza e tecnica delle costruzioni, nonché i riferimenti e le prescrizioni normative attuali. Ogni tipologia di collegamento, o "sotto-collegamento" avrà quindi una sua spiegazione teorica con successiva applicazione pratica delle verifiche, riassunte spesso in forma tabellare.

10.6 VERIFICHE CON SOFTWARE DEDICATO

Per alcune tipologie di collegamento si è ricorsi all'ausilio del software Idea Statica Steel Connection, per il quale si riassume il background teorico posto alla base dei calcoli e delle verifiche.

10.6.1 Aspetti teorici del metodo delle componenti agli elementi finiti

Il metodo CBFEM (Component-Based FEM) utilizza una generica analisi agli elementi finiti per calcolare le forze interne nei nodi; i componenti specifici quali i bulloni e le saldature sono verificati secondo il metodo standard per componenti (secondo Eurocodici).



Gli elementi di collegamento – bulloni e saldature – sono rappresentati nel modello con particolari componenti agli elementi finiti. Tutti gli elementi monodimensionali e tutti i piatti aggiuntivi sono modellati come elementi *plate* in acciaio, il cui comportamento è strettamente non lineare.

Il reale diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è sostituito dal materiale plastico ideale utilizzato nella pratica dei modelli strutturali degli edifici; il vantaggio di utilizzare un materiale ideale è rappresentato dal fatto che è necessario conoscere soltanto tensione di snervamento e modulo elastico per descrivere la curva del diagramma. La duttilità dell'acciaio da costruzione è 15%; il valore che può essere utilizzato come limite di sforzo plastico è 5% per la progettazione ordinaria (UNI EN 1993-1-5 Appendice C Paragrafo C.8 nota 1).

La sollecitazione nell'acciaio non può superare la tensione di snervamento quando si utilizza un diagramma tensione-deformazione elasto-plastico.

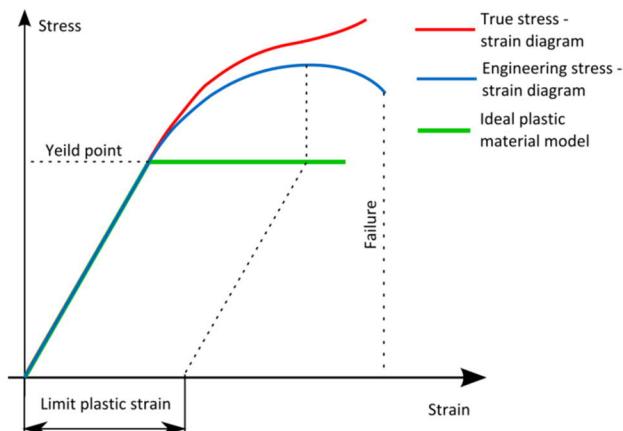


Figura 10-1 - Confronto tra diagramma tensione-deformazione reale ed elasto-plastico ideale

Il metodo CBFEM mira a rappresentare accuratamente la realtà del modello. Le mesh dei piatti non sono unite e non hanno intersezioni tra loro, al contrario di quanto si usa fare per i modelli delle strutture: le mesh degli elementi finiti sono generate per ogni singolo piatto a prescindere dalla mesh degli altri piatti; alle mesh sono aggiunti dei vincoli di interpolazione delle forze privi di massa, i quali realizzano la connessione tra il bordo di un piatto e la superficie o il bordo di un altro piatto.

Questo tipo di modello di calcolo fornisce ottimi risultati sia dal punto di vista della precisione sia dal punto di vista della velocità di calcolo.

10.6.2 Carichi

Le sollecitazioni alle estremità delle membrature nel modello globale sono trasferiti alle estremità degli elementi nel nodo; le eccentricità determinate dalla geometria del nodo sono rispettate durante questo trasferimento.

Il modello di analisi creato con il metodo CBFEM rappresenta in maniera accurata il nodo reale, mentre l'analisi delle forze interne viene effettuata con una schematizzazione approssimata e monodimensionale, dove le travi sono rappresentate da linee d'asse e i nodi sono modellati senza caratteristiche materiche.

Le sollecitazioni interne sono analizzate con membrature monodimensionali nel modello tridimensionale, un esempio delle quali è riportato nelle immagini sottostanti.

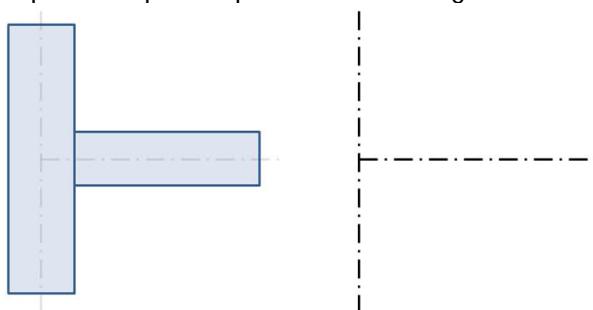


Figura 10-2 - Nodo trave-colonna

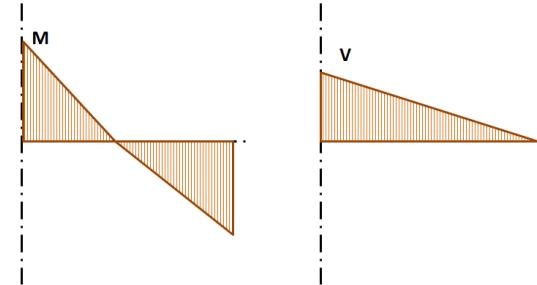


Figura 10-3 - Sollecitazioni in una trave orizzontale

Gli effetti causati dalla membratura sul nodo sono importanti per la progettazione del nodo stesso, come si rileva dall'immagine sottostante.

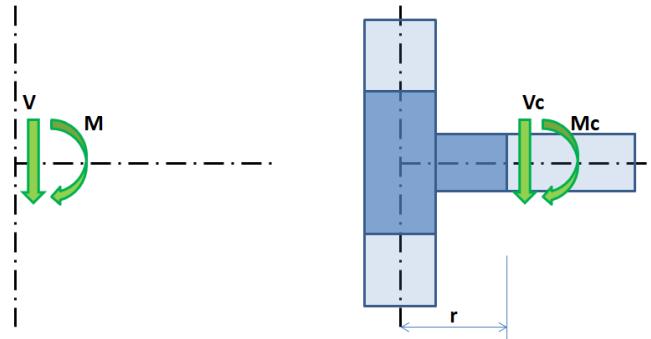


Figura 10-4 - Effetti della membratura sul nodo. Il modello CBFEM è colorato in blu scuro.

Il momento e il taglio agiscono in un nodo teorico, che non esiste nel modello CBFEM, perciò non vi può essere applicato; le azioni di momento M e taglio V sono applicate al modello e poi trasferite all'estremità del segmento alla distanza r come momento M_c e taglio V_c .

$$M_c = M - V \cdot r$$

$$V_c = V$$

10.6.3 Unioni saldate

Le saldature sono modellate utilizzando uno speciale elemento elasto-plastico, che si aggiunge ai link di interpolazione tra i piatti; questo elemento rispetta l'altezza di gola della saldatura, la posizione e l'orientamento. Lo stato di plasticizzazione è controllato dagli sforzi nella sezione di gola della saldatura. La ridistribuzione plastica degli sforzi nelle saldature consente la ridistribuzione dei picchi di tensione sulla dimensione maggiore della saldatura stessa.

La sollecitazione nella gola di una saldatura è determinata secondo UNI EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3:

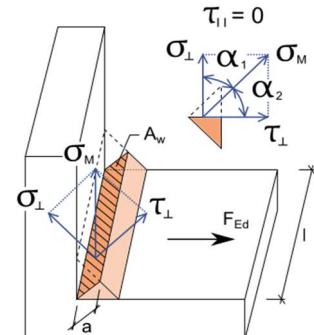
$$\sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5}$$

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_m^2)$$

$$0.9 \cdot \sigma_{w,Rd} = f_u / \gamma_m^2$$

$$U_t = \min (\sigma_{w,Ed}/\sigma_{w,Rd}; \sigma_{\perp}/0.9 \cdot \sigma_{w,Rd})$$

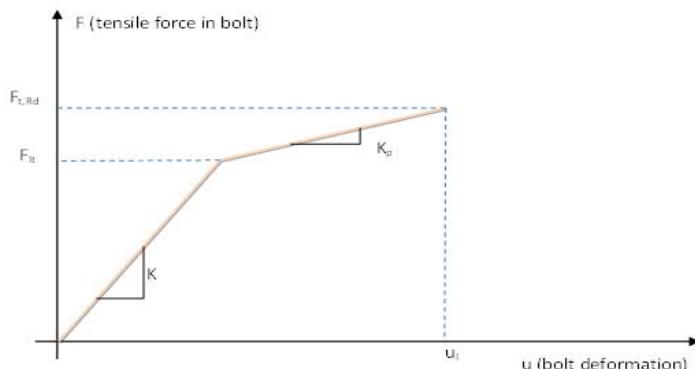
β_w – parametro secondo Tab. 4.1



10.6.4 Unioni bullonate

La connessione bullonata consiste di due o più piatti collegati e uno o più bulloni. Nel modello di analisi un elemento di contatto che lavora solo a compressione viene inserito tra i piatti senza forze che agiscono a trazione. Il taglio viene portato dall'appoggio; il suo trasferimento nella direzione della forza viene applicato tramite l'implementazione di un modello apposito.

IDEA StatiCa verifica i bulloni per l'azione combinata di taglio e trazione; il comportamento è schematizzato dall'immagine seguente.



dove:

K – rigidezza lineare del bullone linear stiffness of bolt

K_p – rigidezza del bullone in fase plastica

F_{lt} – tensione limite per comportamento lineare del bullone

$F_{t,Rd}$ – resistenza a rottura del bullone

u_l – deformazione ultima nel bullone

Figura 10-5 - Diagramma tensione-deformazione nel bullone

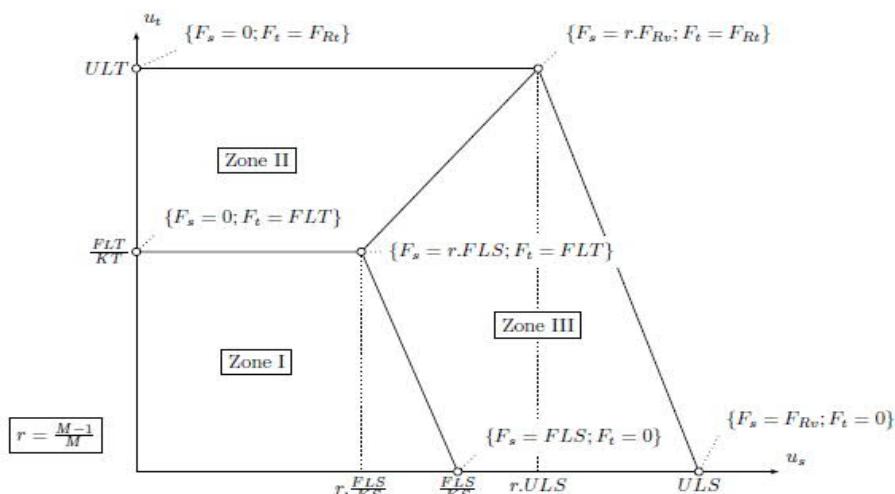


Figura 10-6 - Combinazione taglio-trazione nel bullone

Resistenza di progetto a trazione del bullone: $F_{t,Rd} = 0.9 f_{ub} A_s / \gamma_{M2}$.

Resistenza di progetto a punzonamento (UNI EN 1993-1-8): $B_{p,Rd} = 0.6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_{M2}$.

Resistenza di progetto a taglio per ogni piano di taglio: $F_{v,Rd} = \alpha_v f_{ub} A_s / \gamma_{M2}$.

Resistenza di progetto a rifollamento del piatto (UNI EN 1993-1-8): $F_{b,Rd} = k_1 a_b f_u d t / \gamma_{M2}$.

Utilizzo a trazione [%]: $U_{tt} = F_{t,Ed} / \min(F_{t,Rd}, B_{p,Rd})$.

Utilizzo a taglio [%]: $U_{ts} = V / \min(F_{v,Rd}, F_{b,Rd})$.

Combinazione taglio-trazione [%]: $U_{tts} = (V / F_{v,Rd}) + (F_{t,Ed} / 1.4 F_{t,Rd})$.

dove:

A_s è l'area resistente del bullone

f_u	è la trazione di rottura
d_m	è il diametro della testa del bullone
d	è il diametro del bullone
t_p	è lo spessore del piatto in acciaio
f_u	è la resistenza caratteristica a rottura dell'acciaio per classi 4.6, 5.6, 8.8
$\alpha_v = 0.6$	per classi 4.8, 5.8, 6.8, 10.9
$\alpha_v = 0.5$	
$k_1 \leq 2.5$	è un coefficiente da Tabella 3.4
$a_b \leq 1.0$	è un coefficiente da Tabella 3.4
$F_{t,Ed}$	è la trazione di progetto nel bullone
V	è la risultante delle forze di taglio nel bullone

10.6.5 Bulloni precaricati

La resistenza di progetto allo scorrimento di un bullone di classe 8.8 o 10.9 precaricato è soggetto a una trazione di progetto $F_{t,Ed}$.

Forza di precarico secondo UNI EN 1993-1-8 – 3.9 (3.7)

$$F_{p,C} = 0.7 f_{ub} A_S$$

Resistenza a scorrimento del bullone secondo UNI EN 1993-1-8 – 3.9 (3.8)

$$F_{s,Rd} = k_s n \mu (F_p, C - 0.8 F_{t,Ed}) / \gamma M_3$$

Utilizzo a taglio [%]:

$$U_{ts} = V / F_{s,Rd}$$

dove:

A_s è l'area resistente del bullone

f_{ub} è la trazione di rottura

k_s è un coefficiente da Tabella 3.6; $k_s = 1$

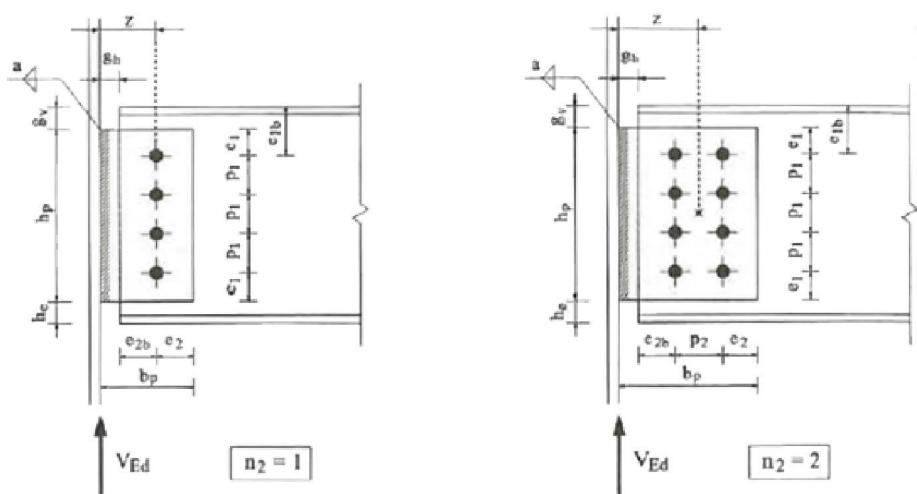
μ è il coefficiente di attrito tra le piastre

è il numero delle superfici di attrito (la verifica viene effettuata separatamente per ogni superficie).

γ_M è il coefficiente di sicurezza

10.7 COLLEGAMENTO A CERNIERA TRAVE DI TIPO FIN PLATE (PIASTRA D'ANIMA)

Le forze applicate al collegamento allo stato limite ultimo devono essere determinate in accordo ai principi contenuti nella EN 1993-1-1. Per la progettazione del collegamento si utilizza un'analisi elastica lineare. La resistenza a taglio e la modalità di collasso del collegamento sono ricavate in base al minor valore di resistenza di tutte le possibili modalità di collasso dei bulloni, saldature e altre componenti del nodo.



10.7.1 Verifica a taglio dei bulloni

I bulloni sono soggetti alle seguenti sollecitazioni:

- Forza di taglio in direzione verticale $F_{V,ver,Ed}$ che equilibra la forza di taglio sollecitante V_{Ed} (ugualmente ripartita su tutti i bulloni);
- Forza $F_{M,Ed}$ derivante dal momento flettente $M = V_{Ed} \cdot z$ proporzionale alla distanza dei bulloni dal baricentro della bullonatura. Questa forza può essere decomposta nelle due componenti verticale $F_{M,ver,Ed}$ e orizzontale $F_{M,hor,Ed}$.

La forza $F_{V,Ed}$ risultante dai due contributi di cui sopra deve essere combinata per determinare l'azione tagliante totale agente sul singolo bullone. Le componenti verticale ed orizzontale risultano rispettivamente:

$$F_{ver,Ed} = F_{V,ver,Ed} + F_{M,ver,Ed}$$

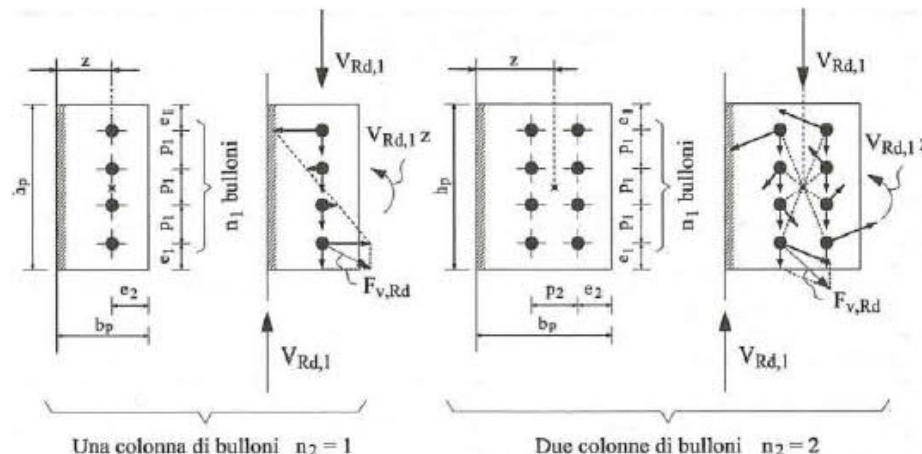
$$F_{hor,Ed} = F_{M,hor,Ed}$$

mentre la loro risultante, che deve essere limitata dalla resistenza a taglio dei bulloni, vale:

$$F_{V,Ed} = \sqrt{(F_{ver,Ed})^2 + (F_{hor,Ed})^2} \leq F_{v,Rd}$$

La distanza massima del bullone periferico dal baricentro della bullonatura risulta:

$$r_{max} = \sqrt{\left[\left(\frac{n_1-1}{2} p_1\right)\right]^2 + \left[\left(\frac{n_2-1}{2} p_2\right)\right]^2}$$



Posto inoltre:

$$\mu_1 = \frac{n_1^2 - 1}{12}$$

$$\mu_2 = \frac{n_2^2 - 1}{12} = \begin{cases} 0 & \text{se } n_2 = 1 \\ \frac{1}{4} & \text{se } n_2 = 2 \end{cases}$$

il momento d'inerzia polare I_p della bullonatura risulta:

$$I_p = n_1 \cdot n_2 \cdot (\mu_1 p_1^2 + \mu_2 p_2^2)$$

La forza agente sul bullone periferico dovuta al solo momento applicato risulta pari a:

$$F_{M,Ed} = \frac{M \cdot r_{\max}}{I_p} = \frac{V_{Rd,1} \cdot z \cdot r_{\max}}{I_p}$$

le cui componenti orizzontale e verticale risultano rispettivamente determinate attraverso le relazioni:

$$F_{M,hor,Ed} = \frac{V_{Rd,1} \cdot z \cdot \left(\frac{n_1 - 1}{2}\right) p_1}{I_p} = \beta \cdot V_{Rd,1}$$

$$F_{M,ver,Ed} = \frac{V_{Rd,1} \cdot z \cdot \left(\frac{n_2 - 1}{2}\right) p_2}{I_p} = \alpha \cdot V_{Rd,1}$$

Dove si è posto: $\alpha = \frac{z \cdot \left(\frac{n_2 - 1}{2}\right) p_2}{I_p}$ $\beta = \frac{z \cdot \left(\frac{n_1 - 1}{2}\right) p_1}{I_p}$

La componente tagliante $F_{V,ver,Ed}$ agente sui bulloni dovuta all'azione diretta del taglio $V_{Rd,1}$ risulta pari a:

$$F_{V,ver,Ed} = \frac{V_{Rd,1}}{n_1 \cdot n_2} = \frac{V_{Rd,1}}{n}$$

Pertanto la forza risultante $F_{v,Ed}$ agente sul bullone periferico maggiormente sollecitato risulta pari a:

$$F_{v,Ed} = \sqrt{\left(\frac{V_{Rd,1} \cdot z \cdot \left(\frac{n_2 - 1}{2}\right) p_2}{I_p} + \frac{V_{Rd,1}}{n_1 \cdot n_2}\right)^2 + \left(\frac{V_{Rd,1} \cdot z \cdot \left(\frac{n_1 - 1}{2}\right) p_1}{I_p}\right)^2} \leq F_{v,Rd}$$

di cui, al limite:

$$V_{Rd,1} = \frac{F_{V,Rd}}{\sqrt{\left(\frac{z \cdot \left(\frac{n_2-1}{2}\right)p_2 + \frac{1}{n_1 \cdot n_2}}{l_p}\right)^2 + \left(\frac{z \cdot \left(\frac{n_1-1}{2}\right)p_1}{l_p}\right)^2}} = \frac{F_{V,Rd}}{\sqrt{\left(\alpha + \frac{1}{n}\right)^2 + \beta^2}}$$

La resistenza a taglio del bullone $F_{V,Rd}$ è calcolata con la relazione:

$$F_{V,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$$

dove:

$A = A_s$ è l'area resistente a trazione del bullone quando il piano di taglio passa attraverso la porzione filettata del bullone;

per classi di resistenza 4.6, 5.6, 8.8 $\rightarrow \alpha_v = 0.6$;

per classi di resistenza 4.8, 5.8, 6.8, 10.9 $\rightarrow \alpha_v = 0.5$;

A è l'area della sezione linda del bullone quando il piano di taglio passa attraverso la porzione non filettata del bullone; per tutte le classi di resistenza $\alpha_v = 0.6$.

f_{ub} è la resistenza a rottura per trazione del bullone;

γ_{M2} è il coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza dei bulloni.

10.7.2 Verifica a rifollamento della piastra

La verifica di resistenza a rifollamento della piastra risulta di difficile applicazione a seguito dell'inclinazione della forza di rifollamento risultante e a causa dell'importanza relativa delle due componenti orizzontale $F_{hor,Ed}$ e verticale $F_{ver,Ed}$ della stessa forza. I valori della resistenza di progetto a rifollamento nelle due direzioni orizzontale e verticale possono essere calcolati con le seguenti relazioni, in accordo al prospetto 3.4 della EN 1993-1-8:

$$F_{b,ver,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{up} d t_p}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0.25; \frac{f_{ub}}{f_{up}}; 1 \right\}$$

$$k = \min \left\{ \frac{2.8 e_2}{d_0} - 1.7; \frac{1.4 p_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \right\}$$

$$F_{b,hor,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{up} d t_p}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{e_2}{3d_0}; \frac{p_2}{3d_0} - 0.25; \frac{f_{ub}}{f_{up}}; 1 \right\}$$

$$k = \min \left\{ \frac{2.8 e_1}{d_0} - 1.7; \frac{1.4 p_1}{d_0} - 1.7; 2.5 \right\}$$

Si procede definendo un dominio di interazione ellittico tra le due componenti di sforzo orizzontale e verticale normalizzate ai rispettivi valori di resistenza a rifollamento. Tale criterio può essere scritto nella forma:

$$\left(\frac{F_{ver,Ed}}{F_{b,ver,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{F_{hor,Ed}}{F_{b,hor,Rd}} \right)^2 \leq 1$$

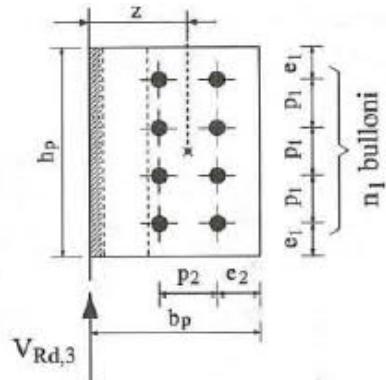
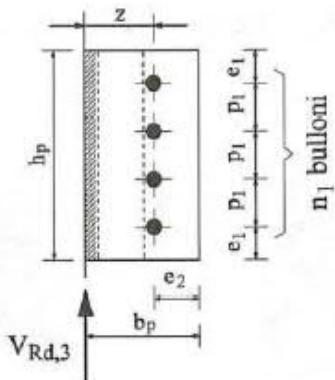
Sulla frontiera del dominio si ha:

$$\left(\frac{\left(\alpha + \frac{1}{n} \right) V_{Rd,2}}{F_{b,ver,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{\beta V_{Rd,2}}{F_{b,hor,Rd}} \right)^2 = 1$$

da cui è possibile ricavare il valore della resistenza a rifollamento della piastra:

$$V_{Rd,2} = \frac{1}{\sqrt{\left(\frac{\alpha + \frac{1}{n}}{F_{b,ver,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{\beta}{F_{b,hor,Rd}} \right)^2}}$$

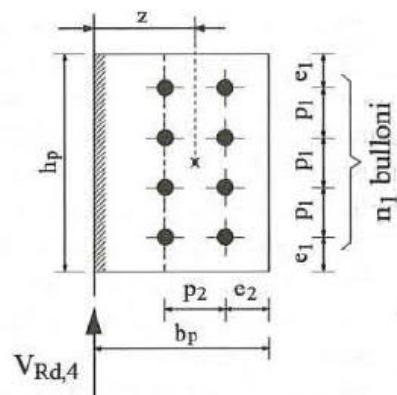
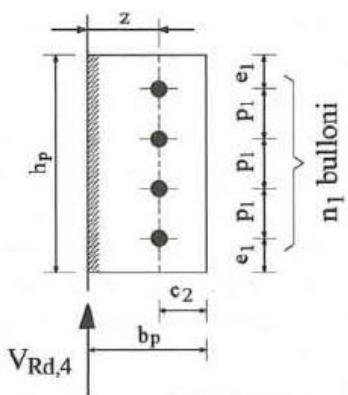
10.7.3 Verifica a taglio della sezione linda della piastra



La resistenza a taglio della sezione linda della piastra deve essere calcolata considerando la presenza di sollecitazioni di flessione. Infatti, la sezione linda della piastra è sollecitata sia a taglio che a flessione, a causa dell'eccentricità z della risultante degli sforzi applicati rispetto alla sezione di verifica. Il dominio resistente plastico teorico di una sezione trasversale è ridotto per la presenza del taglio. Per valori piccoli dell'azione tagliante questa riduzione è così piccola che essa è controbilanciata dall'incrudimento e può essere trascurata. Tuttavia, quando l'azione tagliante supera metà della resistenza a taglio plastica, si deve tenere in debito conto il suo effetto sul momento resistente plastico, così come indicato dal punto 6.2.8 della EN 1993-1-1. Tenendo in conto la presenza del momento flettente, la resistenza a taglio della piastra in corrispondenza della sezione linda risulta:

$$V_{Rd,3} = \frac{h_p t_p}{1.27} \frac{f_{y,p}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

10.7.4 Verifica a taglio della sezione netta della piastra



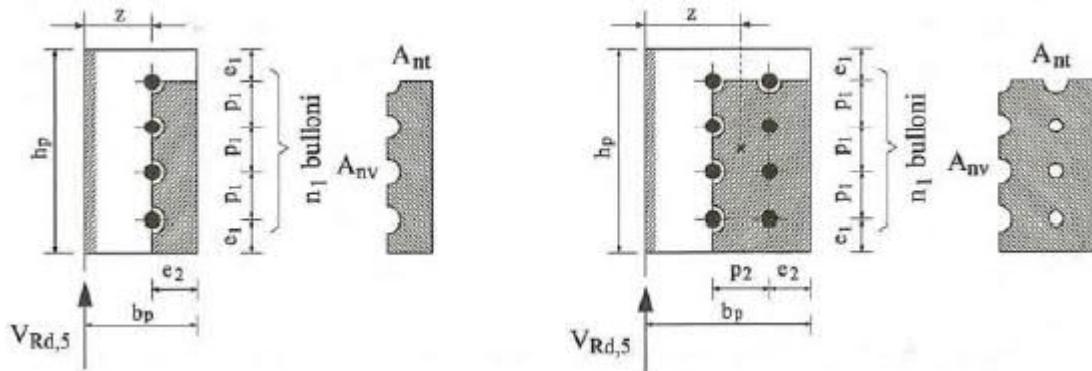
La resistenza a taglio della sezione netta può essere calcolata come segue:

$$V_{Rd,4} = A_{v,net} \frac{f_{u,p}}{\sqrt{3} \gamma_{M2}}$$

dove $A_{v,net}$ è l'area della sezione netta resistente a taglio in corrispondenza dei fori:

$$A_{v,net} = t_p (h_p - n_1 d_0)$$

10.7.5 Verifica a block tearing della piastra



Tale modalità di collasso consiste in una rottura a taglio in corrispondenza della fila di bulloni lungo la faccia sollecitata a taglio del gruppo di fori accompagnata da una rottura a trazione lungo la linea dei fori, sulla superficie tensionata del gruppo di bulloni.

La resistenza a block tearing della piastra può essere calcolata come segue:

$$V_{Rd,5} = V_{eff,2,Rd}$$

dove:

$$V_{eff,2,Rd} = \frac{0.5 f_{u,p} A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_{y,p} A_{nv}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

In tale relazione A_{nt} rappresenta l'area netta soggetta a trazione e A_{nv} l'area netta soggetta a taglio. Tali valori possono essere ricavati utilizzando le relazioni in seguito riportate:

$$A_{nt} = t_p \left(e_2 - \frac{d_0}{2} \right) \quad \text{se } n_2 = 1$$

$$A_{nt} = t_p \left(p_2 + e_2 - 3 \frac{d_0}{2} \right) \quad \text{se } n_2 = 2$$

$$A_{nv} = t_p (h_p - e_1 - (n_1 - 0.5) d_0)$$

10.7.6 Verifica a flessione della piastra

La piastra può essere sollecitata da un'azione tagliante pari a $V_{Ed} = V_{Rd,6} = V_{pl}/1.27$ e contemporaneamente, al limite, da un momento flettente $M_{Ed} = M_{el} = V_{Ed} Z$.

Per un valore del taglio pari a $V = V_{pl}/1.27$ corrisponde, al limite, un momento pari a $M = M_{el}$ (riduzione di M_{pl} a causa dell'interazione M-V).

$$V_{Rd,6} Z = M_{el} \quad \rightarrow \quad Z = \frac{M_{el}}{V_{Rd,6}}$$

$$V_{Rd,6} = \frac{V_{pl}}{1.27} = \frac{1}{1.27} \frac{h_p t_p}{\sqrt{3}} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad M_{el} = \frac{t_p h_p^2}{6} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$



$$Z = \frac{M_{el}}{V_{Rd,6}} = \frac{\frac{t_p h_p^2}{6} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}}{\frac{1}{1.27} \frac{h_p t_p}{\sqrt{3}} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} = 0.366 h_p \approx \frac{h_p}{2.73}$$

- Quando la piastra è lunga, cioè $h_p < 2.73 z$, gli effetti del momento flettente nella sezione centrale diventano predominanti e pertanto si riduce la resistenza a taglio del collegamento.
- Se invece la piastra è corta, cioè $h_p \geq 2.73 z$, la piastra giunge a collasso per taglio prima di raggiungere la resistenza combinata a flessione.

Pertanto si ottiene:

$$V_{Rd,6} = \begin{cases} \infty & \text{se } h_p \geq 2.73z \\ \frac{W_{el}}{z} \frac{f_{y,p}}{\gamma_{M0}} & \text{se } h_p < 2.73z \end{cases} \quad W_{el} = \frac{t_p h_p^2}{6}$$

10.7.7 Verifica a instabilità della piastra

L'instabilità flesso-torsionale è dovuta alle forze di compressione che si generano nella parte inferiore della piastra per effetto dell'azione del momento flettente. Per la determinazione del momento critico della piastra la normativa EN 1993-1-8 non fornisce alcuna indicazione. Allo scopo è possibile considerare la normativa BS5950-1:2000 (Joint in Steel Construction - Simple Connection, Publication n.212 - The Steel Construction Institute). Per una piastra il valore della snellezza equivalente può essere posto uguale a:

$$\lambda_{LT} = 2.8 \left(\frac{\beta_w z_p h_p}{t_p^2} \right)^{0.5} = 2.8 \left(\frac{z_p h_p}{1.5 t_p^2} \right)^{0.5}$$

essendo $\beta_w = \frac{W_x}{S_x} = \frac{\frac{t_p h_p^2}{6}}{\frac{t_p h_p^2}{4}} = \frac{1}{1.5}$ il rapporto tra il modulo elastico e quello plastico della piastra.

Inoltre, z_p rappresenta la distanza orizzontale tra il filo dell'elemento portante e la prima colonna di bulloni: pertanto per una colonna di bulloni si ha $z_p = z$ mentre per due colonne di bulloni risulta $z_p = z - p_2/2$.

Il valore p_b della resistenza a flessione per instabilità flesso-torsionale può essere ricavato dalla seguente relazione:

$$p_b = \frac{p_E \cdot p_y}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - p_E \cdot p_y)^{0.5}}$$

nella quale p_E rappresenta la tensione critica euleriana:

$$p_E = \frac{\pi^2 E}{\lambda_{LT}^2} \quad \phi_{LT} = \frac{p_y + (\eta_{LT} + 1)p_E}{2}$$

Il fattore di Perry η_{LT} , per sezioni saldate, può essere posto pari a:



$$\begin{array}{ll}
 \eta_{LT} = 0 & \text{se } \lambda_{LT} \leq \lambda_{LO} \\
 \eta_{LT} = 2 \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - \lambda_{LO})/1000 & \text{se } \lambda_{LO} < \lambda_{LT} < 2\lambda_{LO} \\
 \eta_{LT} = 2 \alpha_{LT} \lambda_{LO}/1000 & \text{se } 2\lambda_{LO} \leq \lambda_{LT} \leq 3\lambda_{LO} \\
 \eta_{LT} = \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - \lambda_{LO})/1000 & \text{se } \lambda_{LT} > 3\lambda_{LO}
 \end{array}$$

dove i parametri α_{LT} e λ_{LO} possono essere ricavati attraverso le due seguenti relazioni:

$$\lambda_{LO} = 0.4 \left(\frac{\pi^2 E}{p_y} \right)^{0.5} \quad \alpha_{LT} = 7.0$$

essendo α_{LT} la costante di Robertson.

Il momento resistente di calcolo all'instabilità flesso-torsionale della piastra può essere calcolato mediante la seguente relazione:

$$M_b = p_b \cdot W_{el}$$

Il fattore di momento uniforme equivalente m_{LT} deve essere assunto pari a 0.6. Pertanto la verifica può essere scritta nella forma:

$$V_{Rd,7} \cdot z \leq \frac{M_b}{m_{LT}}$$

dalla quale è possibile ricavare il valore limite della resistenza a taglio di progetto del collegamento per instabilità flesso-torsionale della piastra:

$$V_{Rd,7} = \frac{M_b}{m_{LT} \cdot z} = \frac{M_b}{0.6 \cdot z}$$

Tale verifica è richiesta esclusivamente per le piastre "lunghe" per le quali si ha $z_p > t_p/0.15$. In tal caso la trave portata deve essere opportunamente vincolata nei confronti degli spostamenti laterali; per le piastre "corte" per le quali $z_p \leq t_p/0.15$ è possibile omettere tale verifica. Adeguando tale verifica propria della normativa inglese BS 5950 al §6.3.2 della EN 1993-1-1 la verifica di resistenza all'instabilità flessionale della piastra può essere riformulata come segue:

$$\begin{array}{ll}
 V_{Rd,7} = \frac{W_{el}}{z} \frac{f_{p,LT}}{0.6 \cdot \gamma_{M1}} \leq \frac{W_{el}}{z_p} \frac{f_{y,p}}{\gamma_{M0}} & \text{se } z_p > t_p/0.15 \\
 V_{Rd,7} = V_{Rd,6} & \text{se } z_p \leq t_p/0.15
 \end{array}$$

dove:

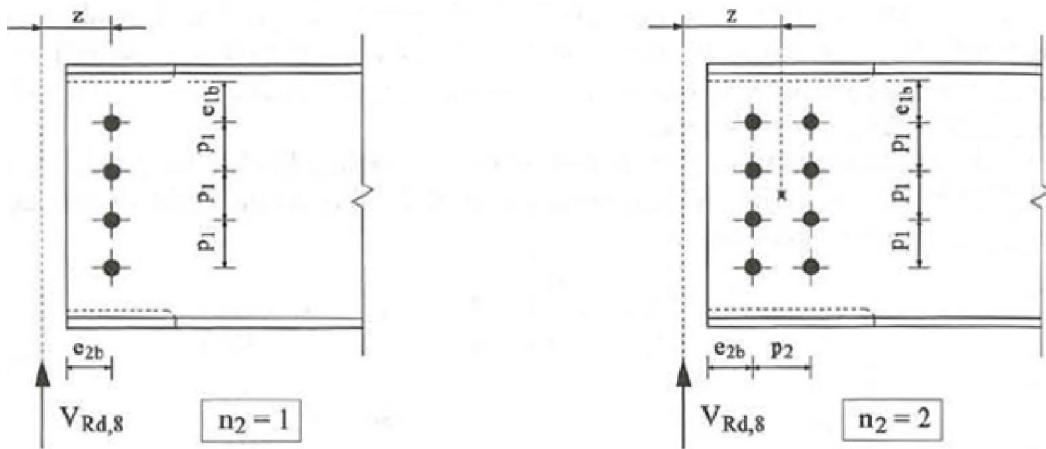
$$W_{el} = \frac{t_p h_p^2}{6}$$

$$\lambda_{LT} = 2.8 \left(\frac{z_p h_p}{1.5 t_p^2} \right)^{0.5}$$

Inoltre, il valore $f_{p,LT}$ della resistenza all'instabilità flesso-torsionale della piastra, dipendente dalla snellezza equivalente λ_{LT} è ottenuto dalla tabella seguente.

λ_{LT}	$f_{p,LT}$ [N/mm ²]				
	S235	S275	S355	S420	S460
25	235	275	355	420	460
30	235	275	355	407	436
35	235	274	330	374	400
40	226	252	303	342	366
45	208	232	278	313	334
50	192	214	255	286	304
55	177	197	234	261	281
60	163	181	214	248	270
65	151	167	205	238	257
70	140	155	197	227	244
75	130	151	189	216	230
80	126	146	181	204	216
85	123	141	172	191	198
90	119	135	163	176	182
95	115	130	152	162	167
100	111	124	141	150	154
105	106	118	131	138	142
110	102	111	122	128	131
115	97	104	113	119	122
120	91	97	106	111	113
125	86	91	99	103	106
130	81	86	93	97	99
135	76	81	87	90	92
140	72	76	82	85	86
145	68	72	77	80	81
150	65	68	72	75	76
155	61	64	68	71	72
160	58	61	65	67	68
165	55	58	61	63	64
170	53	55	58	60	61
175	50	52	55	57	58
180	48	50	52	54	55
185	46	47	50	51	52
190	43	45	48	49	50
195	42	43	45	47	47
200	40	41	43	44	45
205	38	39	41	42	43
210	37	38	40	41	41
220	34	35	36	37	38
230	31	32	33	34	35
240	29	30	31	32	32
250	27	28	29	29	30

10.7.8 Verifica a rifollamento dell'anima della trave



La verifica di resistenza a rifollamento dell'anima della trave portata si conduce in modo analogo a quanto indicato per la verifica a rifollamento della piastra. I valori della resistenza di progetto a rifollamento nelle due direzioni orizzontale e verticale possono essere calcolati con le seguenti relazioni:

$$F_{b,ver,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,b1} d t_{w,b1}}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{e_{1b}}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0.25; \frac{f_{ub}}{f_{u,b1}}; 1 \right\}$$

$$k = \min \left\{ \frac{2.8 e_{2b}}{d_0} - 1.7; \frac{1.4 p_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \right\}$$

$$F_{b,hor,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,b1} d t_{w,b1}}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{e_{2b}}{3d_0}; \frac{p_2}{3d_0} - 0.25; \frac{f_{ub}}{f_{u,b1}}; 1 \right\}$$

$$k = \min \left\{ \frac{2.8 e_{1b}}{d_0} - 1.7; \frac{1.4 p_1}{d_0} - 1.7; 2.5 \right\}$$

Utilizzando il dominio di interazione ellittico tra le due componenti di sforzo orizzontale e verticale normalizzate ai rispettivi valori di resistenza a rifollamento, la verifica può essere scritta nella forma:

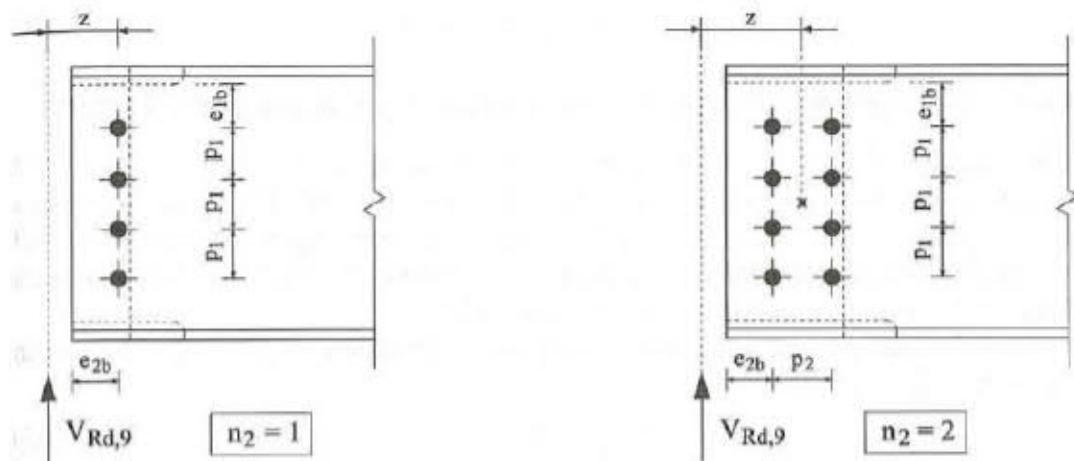
$$\left(\frac{(\alpha + \frac{1}{n}) V_{Rd,8}}{F_{b,ver,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{\beta V_{Rd,8}}{F_{b,hor,Rd}} \right)^2 = 1$$

dove α e β sono calcolati come indicato in precedenza.

Infine si ricava il valore di resistenza di progetto associata a tale modalità di collasso:

$$V_{Rd,8} = \sqrt{\frac{1}{\left(\frac{\alpha + \frac{1}{n}}{F_{b,ver,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{\beta}{F_{b,hor,Rd}} \right)^2}}$$

10.7.9 Verifica a taglio della sezione linda dell'anima della trave



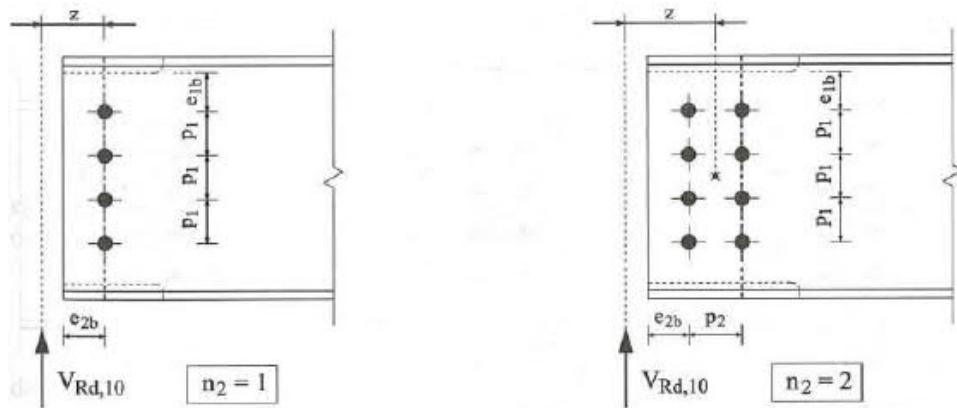
La resistenza a taglio della sezione linda della trave portata deve essere calcolata considerando la geometria della trave stessa in corrispondenza della zona nodale; la presenza di eventuali mortesature (superiore e/o inferiore) incide sul calcolo dell'area resistente linda a taglio dell'anima della trave.

$$V_{Rd,9} = A_{v,b1} \frac{f_{y,b1}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

Qualora la trave sia laminata e non mortesata né superiormente né inferiormente, l'area a taglio può essere calcolata con la seguente relazione:

$$A_{v,b1} = A_{b1} - 2 \cdot b_1 \cdot t_{f,b1} + (t_{w,b1} + 2r) \cdot t_{f,b1}$$

10.7.10 Verifica a taglio della sezione netta dell'anima della trave



La resistenza a taglio della sezione netta della trave portata deve essere calcolata considerando la geometria della trave stessa in corrispondenza della zona nodale; le eventuali mortesature (superiore e/o inferiore) incidono sul valore dell'area resistente netta a taglio dell'anima della trave.

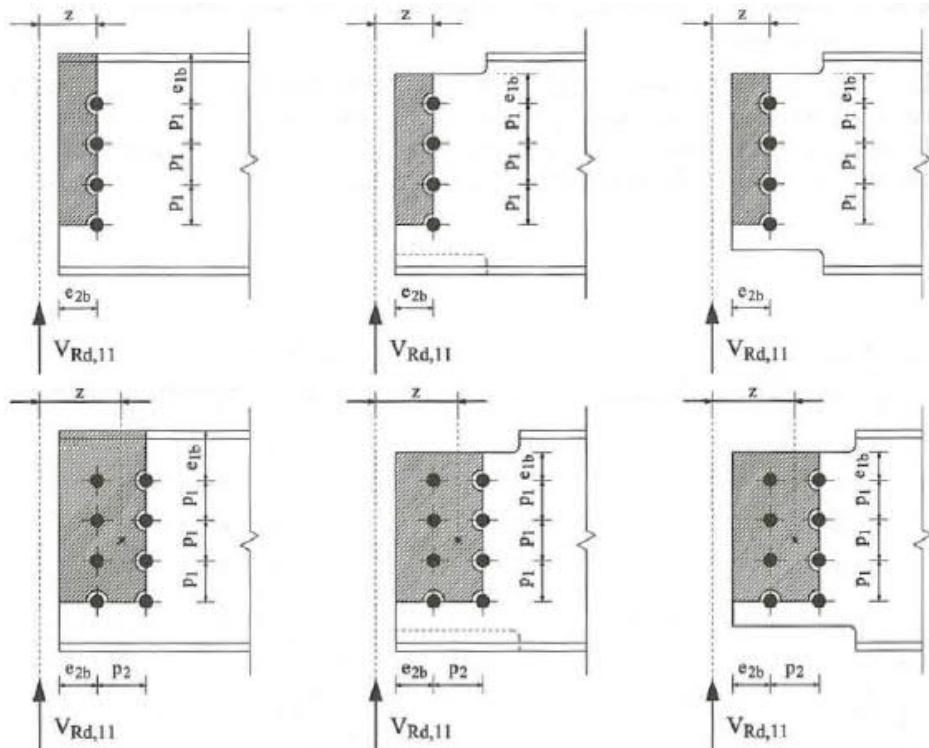
$$V_{Rd,10} = A_{v,net,b1} \frac{f_{u,b1}}{\sqrt{3} \gamma_{M2}}$$

L'area netta resistente a taglio può essere calcolata con la seguente relazione:

$$A_{v,net,b1} = A_{v,b1} - n_1 \cdot d_0 \cdot t_{w,b1}$$

10.7.11 Verifica a block tearing dell'anima della trave

Tale modalità di collasso consiste in una rottura a taglio in corrispondenza della fila di bulloni lungo la faccia sollecitata a taglio del gruppo di fori accompagnata da una rottura a trazione lungo la linea dei fori, sulla superficie tensionata del gruppo di bulloni.



La resistenza a block tearing dell'anima della trave può essere calcolata con la seguente relazione:

$$V_{Rd,11} = V_{eff,2,Rd}$$

dove:

$$V_{eff,2,Rd} = \frac{0.5 f_{u,b1} A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_{y,b1} A_{nv}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

In tale relazione A_{nt} rappresenta l'area netta soggetta a trazione e A_{nv} l'area netta soggetta a taglio. Tali valori possono essere ricavati come in seguito riportato:

$$A_{nt} = t_{w,b1} \left(e_{2b} - \frac{d_0}{2} \right) \quad \text{se } n_2 = 1$$

$$A_{nt} = t_{w,b1} \left(p_2 + e_{2b} - 3 \frac{d_0}{2} \right) \quad \text{se } n_2 = 2$$

$$A_{nv} = t_{w,b1} (e_{1b} + (n_1 - 1) p_1 - (n_1 - 0.5) d_0)$$

10.7.12 Verifica a flessione e taglio dell'anima della trave

10.7.12.1 Parte 1

Si deve verificare l'interazione tra azione flettente e tagliante della zona sollecitata direttamente dalla bullonatura dal pannello d'anima sotteso dalla bullonatura.

La resistenza a taglio $F_{v,Rd,h}$ fornita dai tratti orizzontali AB e CD deve essere assunta pari alla minore tra la resistenza della sezione linda e la resistenza della sezione netta, come indicato nella relazione seguente:

$$F_{v,Rd,h} = F_{v,Rd,AB} = \min \left(\frac{A_{v,AB} f_{y,b1}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} ; \frac{A_{v,net,AB} f_{u,b1}}{\sqrt{3} \gamma_{M2}} \right)$$

dove, indicando con d_0 il diametro del foro del bullone, i valori delle aree resistenti a taglio possono essere calcolate con le relazioni:

$$A_{v,AB} = \begin{cases} e_{2b} t_{w,b1} & n_2 = 1 \\ (e_{2b} + p_2) t_{w,b1} & n_2 = 2 \end{cases}$$

$$A_{v,net,AB} = \begin{cases} \left(e_{2b} - \frac{d_0}{2} \right) t_{w,b1} & n_2 = 1 \\ \left(e_{2b} + p_2 - \frac{3d_0}{2} \right) t_{w,b1} & n_2 = 2 \end{cases}$$

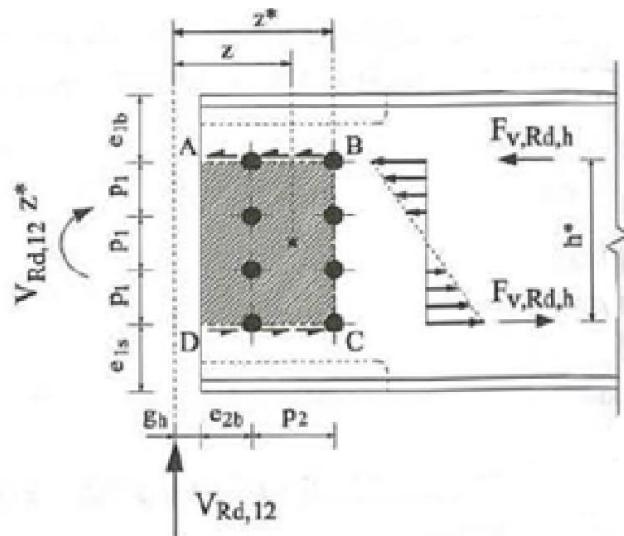
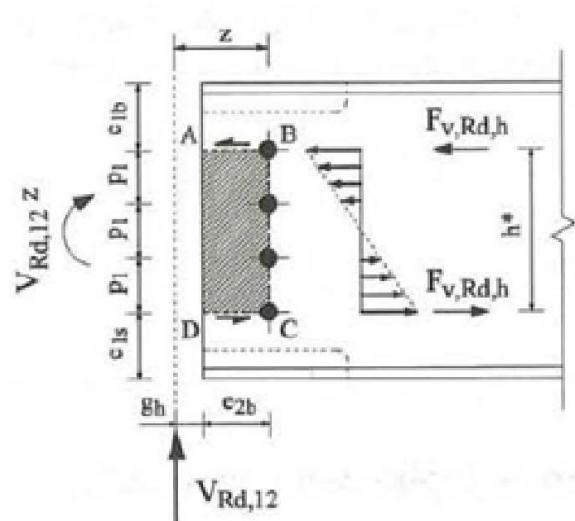
In modo analogo la resistenza a taglio $F_{v,Rd,v}$ fornita dal tratto verticale BC deve essere assunta pari alla minore tra la resistenza della sezione linda e la resistenza della sezione netta, come indicato nella relazione seguente:

$$F_{v,Rd,v} = F_{v,Rd,BC} = \min \left(\frac{A_{v,BC} f_{y,b1}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} ; \frac{A_{v,net,BC} f_{u,b1}}{\sqrt{3} \gamma_{M2}} \right)$$

dove:

$$A_{v,BC} = (n_1 - 1) p_1 t_{w,b1}$$

$$A_{v,net,BC} = (n_1 - 1) (p_1 - d_0) t_{w,b1}$$



Il momento flettente agente sulla sezione verticale BC può essere espresso nella forma:

$$M_{Ed,BC} = V_{Rd,12} z^*$$

dove z^* rappresenta il braccio della forza $V_{Rd,12}$ rispetto alla sezione di verifica BC:

$$z^* = \begin{cases} g_h + e_{2b} & n_2 = 1 \\ g_h + e_{2b} + p_2 & n_2 = 2 \end{cases}$$

Il momento resistente disponibile sulla sezione BC deve essere eventualmente ridotto per la presenza dell'azione tagliante. Infatti qualora il taglio $F_{v,Ed,BC}$ ecceda il 50% di $F_{v,Rd,BC}$ si deve ridurre il momento resistente di progetto della sezione trasversale al valore $M_{v,Rd,BC}$ ottenuto adottando una resistenza ridotta

$$(1 - \rho) f_y \text{ essendo } \rho = \left(\frac{2 F_{v,Ed,BC}}{F_{v,Rd,BC}} - 1 \right)^2$$

Indicando inoltre con h^* l'altezza del lato verticale BC:

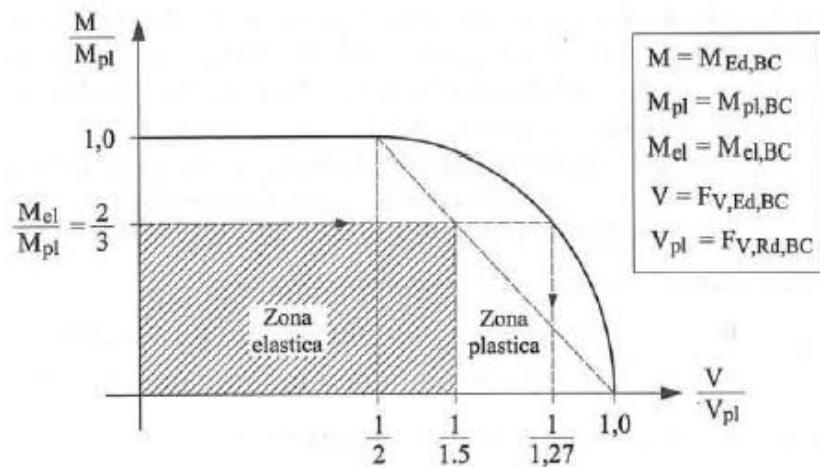
$$h^* = (n_1 - 1) p_1$$

e con h_T l'altezza totale della trave in corrispondenza della stessa sezione BC:

$$h_T = (n_1 - 1) p_1 + e_{1b} + e_{1s}$$

è possibile calcolare la quota parte di azione tagliante sollecitante di progetto agente sul lato BC imponendo che sia soddisfatta la seguente relazione di proporzionalità:

$$\frac{V_{Rd,12}}{h_T} = \frac{F_{v,Ed,BC}}{h^*} \rightarrow F_{v,Ed,BC} = V_{Rd,12} \frac{h^*}{h_T}$$



Imponendo che sulla sezione BC il valore del taglio sollecitante di progetto sia limitato al valore $F_{v,Rd,BC}/1.27$ è possibile assumere quale momento resistente della sezione BC il corrispondente momento elastico $M_{el,BC}$:

$$F_{v,Ed,BC} = V_{Rd,12} \frac{h^*}{h_T} \leq \frac{F_{v,Rd,BC}}{1.27}$$

$$M_{v,Rd,BC} = M_{el,BC} = \frac{t_{w,b1} h^{*2}}{6} f_{y,b1} \gamma_{M0}$$

dalla quale è possibile ricavare:

$$V_{Rd,12} \leq \frac{F_{v,Rd,BC}}{1.27} \frac{h_T}{h^*}$$

Il criterio di resistenza applicato alla sezione BC diviene:

$$V_{Rd,12} \cdot z^* \leq M_{el,BC} + F_{v,Rd,AB} \cdot h^*$$

dalla quale si ricava:

$$V_{Rd,12} \leq \frac{M_{el,BC} + F_{v,Rd,AB} \cdot h^*}{z^*}$$

Pertanto il valore della resistenza di progetto del collegamento per tale modalità di collasso deve essere posta pari al minore delle due resistenze calcolate:

$$V_{Rd,12(a)} = \min \left(\frac{F_{v,Rd,BC}}{1.27} \frac{h_T}{h^*}, \frac{M_{el,BC} + F_{v,Rd,AB} \cdot h^*}{z^*} \right)$$

10.7.12.2 Parte 2

Si deve considerare l'interazione tra le sollecitazioni di flessione e taglio in corrispondenza della sezione verticale di trave sulla linea più esterna di bulloni (EF) e, qualora sia presente la mortesatura, in corrispondenza della sezione verticale mortesata più esterna (GH). Le sollecitazioni sono trasferite alla trave portata per mezzo della bullonatura; si assume, a favore di sicurezza, che la sezione resistente a flessione sia di forma rettangolare, trascurando l'eventuale presenza delle flange della trave portata. L'altezza \tilde{h} di tale sezione è posta pari a:

$$\tilde{h} = \begin{cases} h_T & \text{se la trave non è mortesata} \\ h_n = e_{1b} + (n_1 - 1)p_1 + e_{1s} & \text{se la trave è mortesata} \end{cases}$$

La distanza \tilde{z} della sezione di verifica è assunta pari a: $\tilde{z} = \max(z^*; z_n)$

essendo z_n la distanza della sezione mortesata dalla posizione della cerniera. Se la forza di taglio V_{Ed} agente sulla sezione di verifica è tale per cui $V_{Ed} \leq 0.5 V_{pl,Rd}$ gli effetti dell'azione tagliante sul momento possono essere trascurati.

Per $V_{Ed} > 0.5 V_{pl,Rd}$ è necessario considerare l'interazione taglio – momento, utilizzando un valore di resistenza ridotto pari a $\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$.

In tal caso la resistenza a flessione risulta dalla relazione

$$M_{c,v,Rd} = M_{pl,v,Rd} = \frac{W_{pl} (1-\rho) f_y}{\gamma_{M0}}$$

Assumendo inoltre $V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}/1.27 \approx 0.79 V_{pl,Rd}$ il coefficiente di riduzione assume il valore

$$\rho = \left(\frac{2 \cdot 0.79 V_{pl,Rd}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \approx 1/3 = 0.33.$$

Pertanto il momento massimo ammesso sulla sezione di forma rettangolare risulta pari al momento elastico:

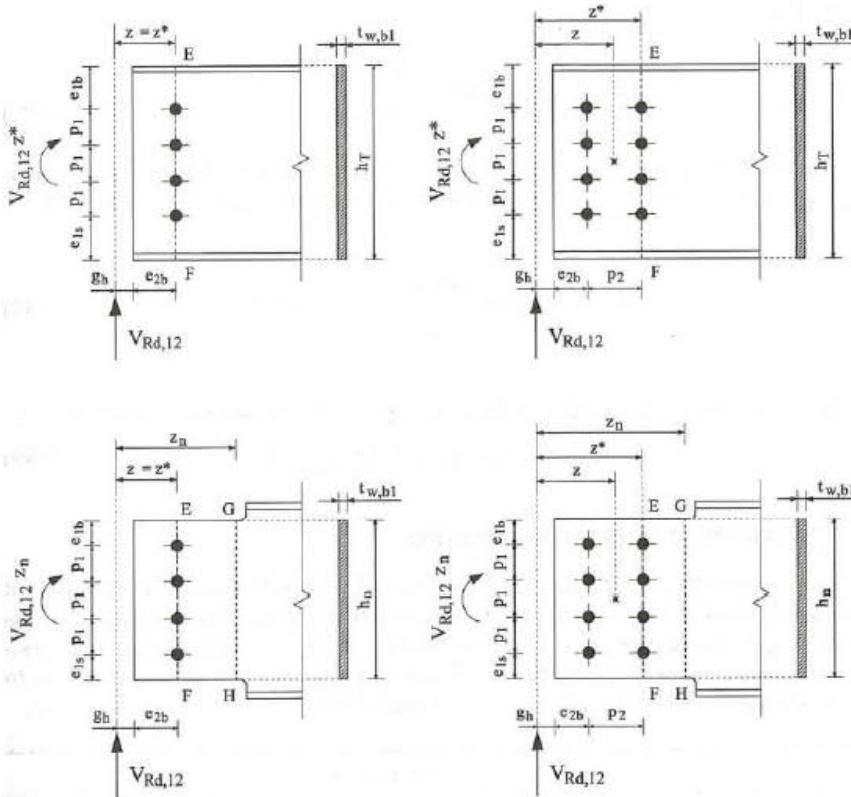
$$M_{c,v,Rd} = \frac{W_{pl} (1-0.33) f_y}{\gamma_{M0}} = 0.66 \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{W_{el} f_y}{\gamma_{M0}} = M_{el} \text{ avendo considerato che per una sezione rettangolare si ha } W_{el}/W_{pl} = 0.66.$$

La resistenza a taglio plastica in corrispondenza delle sezioni EF e GH risulta pari a:

$$V_{pl,Rd} = \begin{cases} (h_T t_{w,b1}) \frac{f_{y,b1}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} & \text{se la trave non è mortesata} \\ (h_n t_{w,b1}) \frac{f_{y,b1}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} & \text{se la trave è mortesata} \end{cases}$$

Pertanto, per quanto precedentemente indicato, deve essere soddisfatta la seguente relazione:

$$V_{Rd,12} \leq \frac{V_{pl,Rd}}{1.27}$$



Infine il valore del momento flettente agente in corrispondenza della sezione di verifica deve soddisfare la relazione:

$$V_{Rd,12} \cdot z \leq M_{el} = \widetilde{W}_{el} \frac{f_{y,b1}}{\gamma_{M0}} = \begin{cases} \frac{t_{w,b1} h_T^2}{6} \frac{f_{y,b1}}{\gamma_{M0}} & \text{se la trave non è mortesata} \\ \frac{t_{w,b1} h_n^2}{6} \frac{f_{y,b1}}{\gamma_{M0}} & \text{se la trave è mortesata} \end{cases}$$

essendo

$$\widetilde{W}_{el} = \begin{cases} \frac{t_{w,b1} h_T^2}{6} & \text{se la trave non è mortesata} \\ \frac{t_{w,b1} h_n^2}{6} & \text{se la trave è mortesata} \end{cases}$$

Pertanto:

$$V_{Rd,12} \leq \frac{M_{el}}{\tilde{z}} = \frac{\overline{W}_{el} \frac{f_{y,b1}}{\gamma_{M0}}}{\tilde{z}}$$

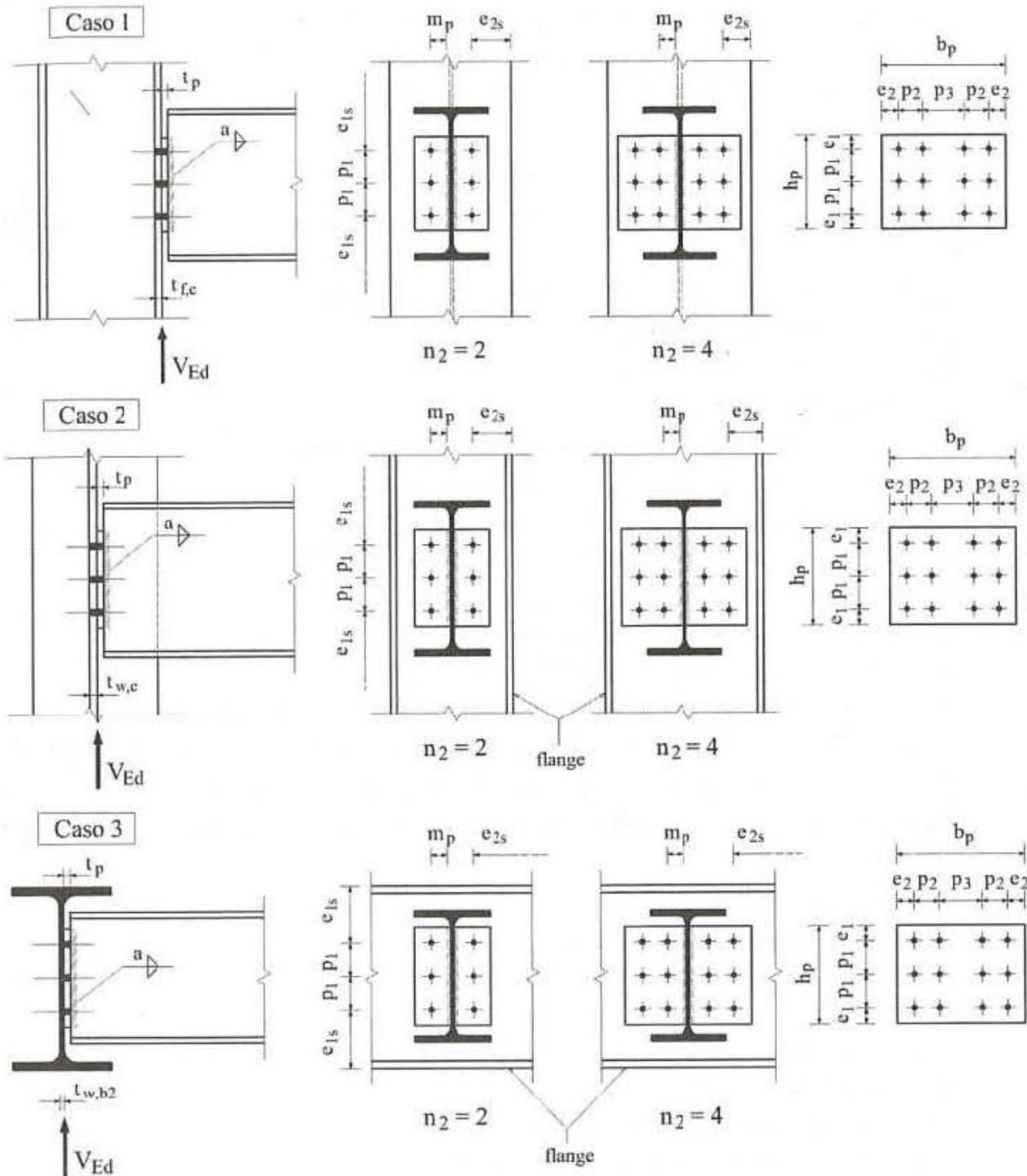
Combinando le relazioni si ottiene il valore della resistenza a taglio del collegamento per interazione taglio-flessione nella sezione considerata:

$$V_{Rd,12^{(b)}} = \min \left(\frac{V_{pl,Rd}}{1.27} ; \frac{\overline{W}_{el} \frac{f_{y,b1}}{\gamma_{M0}}}{\tilde{z}} \right)$$

Infine il valore della resistenza del collegamento è ottenuto dalla relazione:

$$V_{Rd,12} = \min (V_{Rd,12^{(a)}} ; V_{Rd,12^{(b)}})$$

10.8 COLLEGAMENTO A CERNIERA TRAVE DI TIPO HEADER-PLATE (PIASTRA DI TESTA FLESSIBILE)



Le sollecitazioni trasmesse dal collegamento sono lo sforzo normale ($A_x = N_{Ed}$) e gli sforzi di taglio ($SF2 = V_{z,Ed}$ e $SF1 = V_{y,Ed}$).

10.8.1 Verifica delle saldature della trave alla piastra di collegamento

Si considerano due tipologie di saldature per questo tipo di collegamento: saldature a completa penetrazione delle piattabande sulla piastra di testa e saldature a cordone d'angolo sull'anima, oppure saldature a cordone d'angolo anche sulle piattabande, nello specifico solo nella parte interna.

Si assume che lo sforzo di taglio verticale venga incassato dai soli cordoni di saldatura d'anima, che lo sforzo orizzontale venga incassato dai soli cordoni sulle piattabande e che lo sforzo normale si ripartisca su tutti quanti i cordoni. Si hanno i seguenti formati di verifica:

- Cordoni d'ala:

➤ Caso di completa penetrazione:

$$\tau = \frac{V_{y,Ed}}{2 \cdot b \cdot t_f}$$

$$\sigma = \frac{N_{Ed}}{2 \cdot b \cdot t_f + 2 \cdot a_2 \cdot L_2}$$

$$\rightarrow \sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd}$$

➤ Caso di cordoni d'angolo:

$$\tau_{//} = \frac{V_{y,Ed}}{4 \cdot a_1 \cdot L_1}$$

$$n_{\perp} = \frac{N_{Ed}}{4 \cdot a_1 \cdot L_1 + 2 \cdot a_2 \cdot L_2}$$

$$\rightarrow \sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{//}^2} \leq \beta_1 f_{yk}$$

- Cordoni d'anima:

$$\tau_{//} = \frac{V_{z,Ed}}{2 \cdot a_2 \cdot L_2}$$

$$n_{\perp} = \begin{cases} \frac{N_{Ed}}{2 \cdot b \cdot t_f + 2 \cdot a_2 \cdot L_2} & \text{per c. p. delle ali} \\ \frac{N_{Ed}}{4 \cdot a_1 \cdot L_1 + 2 \cdot a_2 \cdot L_2} & \text{per c. angolo sulle ali} \end{cases}$$

$$\rightarrow \sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{//}^2} \leq \beta_1 f_{yk}$$

10.8.2 Verifica di resistenza dei bulloni/tirafondi

Si ha un'equa ripartizione degli sforzi sui tirafondi. Si opera una composizione vettoriale degli sforzi di taglio ottenendo uno sforzo di taglio risultante sul singolo tirafondo, con cui effettuare la verifica di resistenza.

$$F_{v,z,Ed} = \frac{V_{z,Ed}}{n_b}$$

$$F_{v,y,Ed} = \frac{V_{y,Ed}}{n_b}$$

$$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{v,z,Ed}^2 + F_{v,y,Ed}^2} \leq F_{v,Rd} = \begin{cases} \frac{0.6 f_{tb} A_{res}}{\gamma_{M2}} & \text{cl. 4.6, 5.6, 8.8} \\ \frac{0.5 f_{tb} A_{res}}{\gamma_{M2}} & \text{cl. 6.8, 10.9} \end{cases} \quad \text{(verifica a taglio)}$$

$$F_{t,Ed} = \frac{N_{Ed}}{n_b} \leq F_{t,Rd} = \frac{0.9 f_{tb} A_{res}}{\gamma_{M2}} \quad \text{(verifica a trazione)}$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \text{(verifica combinata)}$$

10.8.3 Verifica a rifollamento della piastra o dell'elemento di supporto

Si effettuano le verifiche a rifollamento della piastra considerando prima la direzione verticale, poi la direzione orizzontale ed infine la situazione combinata verticale + orizzontale secondo un dominio di interazione ellittico. La generica resistenza di calcolo a rifollamento si calcola come:

$$F_{b,Rd} = \frac{k \alpha f_{tk} d t}{\gamma_{M2}}$$

dove:

d è il diametro nominale del gambo del bullone;

t è lo spessore della piastra collegata (si impiega il valore minimo dello spessore della piastra direttamente collegata alla trave portata e della piastra/flangia/anima di supporto; in questi ultimi casi è più gravoso il rifollamento dell'elemento portante);

f_{tk} è la resistenza a rottura del materiale della piastra collegata;

$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{f_{tb}}{f_t}; 1 \right\}$ per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato;

$\alpha = \min \left\{ \frac{p_1}{3d_0} - 0.25; \frac{f_{tb}}{f_t}; 1 \right\}$ per bulloni interni nella direzione del carico applicato;

$k = \min \left\{ \frac{2.8 e_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \right\}$ per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato;

$k = \min \left\{ \frac{1.4 p_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \right\}$ per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato.

Si hanno quindi le seguenti verifiche:

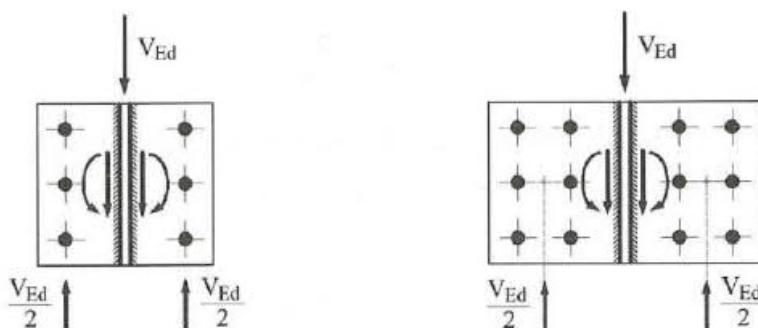
$$F_{v,z,Ed} \leq F_{b,z,Rd}$$

$$F_{v,y,Ed} \leq F_{b,y,Rd}$$

$$\left(\frac{F_{v,z,Ed}}{F_{b,z,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{F_{v,y,Ed}}{F_{b,y,Rd}} \right)^2 \leq 1$$

10.8.4 Verifica a taglio della sezione linda della piastra

La resistenza a taglio della sezione linda della piastra deve essere calcolata considerando la presenza di sollecitazioni di flessione. Infatti, la sezione linda della piastra è sollecitata sia a taglio che a flessione, a causa dell'eccentricità (e) della risultante degli sforzi applicati rispetto alla sezione di verifica. Il dominio resistente plastico teorico di una sezione trasversale è ridotto per la presenza del taglio. Per valori piccoli dell'azione questa riduzione è così piccola che essa è controbilanciata dall'incrudimento e può essere trascurata. Tuttavia quando l'azione tagliente supera la metà della resistenza a taglio plastica, si deve tenere in debito conto il suo effetto sul momento resistente plastico, così come indicato dal §6.2.8 della UNI EN 1993-1-1. Il momento resistente della sezione trasversale deve essere ridotto al valore $M_{V,Rd}$ calcolato adottando una resistenza ridotta $(1 - \rho) f_y$ essendo ρ un coefficiente pari a $\rho = \left(\frac{2 V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$.



Per una sezione rettangolare si ha:

$$\frac{M_{el}}{M_{pl}} = \frac{W_{el}}{W_{pl}} = \frac{t_p \frac{h_p^2}{6}}{t_p \frac{h_p^2}{4}} = \frac{2}{3}$$

$$M_{pl} = \frac{W_{pl}(1-\rho)f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad M_{el} = \frac{W_{el}(1-\rho)f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{se } V \geq 0.5 V_{pl}$$

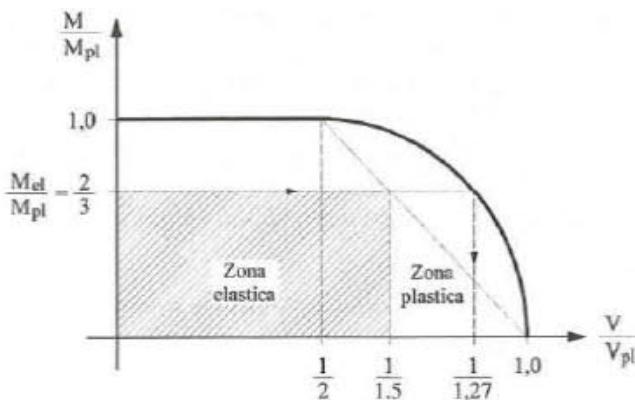
$$(1 - \rho) = 4 \frac{V}{V_{pl}} \left(1 - \frac{V}{V_{pl}} \right)$$

Il dominio di interazione M-V può essere scritto nella forma:

$$\frac{M}{M_{pl}} = -4 \left(\frac{V}{V_{pl}} \right)^2 + 4 \frac{V}{V_{pl}}$$

Per $M = M_{el}$ si ottiene:

$$\frac{M_{el}}{M_{pl}} = \frac{2}{3} = -4 \left(\frac{V}{V_{pl}} \right)^2 + 4 \frac{V}{V_{pl}} \rightarrow \frac{V}{V_{pl}} = \frac{1}{1.27}$$



Pertanto, limitando il valore del taglio a $V_{pl,Rd}/1.27$, il momento flettente massimo all'interno della piastra può raggiungere il momento resistente elastico $M_{el,Rd}$. Infine, tenuto conto della presenza del momento flettente, la resistenza a taglio della piastra in corrispondenza della sezione linda risulta (2 sezioni resistenti):

$$V_{Rd} = \frac{2 h_p t_p}{1.27} \frac{f_{y,p}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

10.8.5 Verifica a taglio della sezione netta della piastra



La resistenza a taglio della sezione netta può essere calcolata con la seguente espressione:

$$V_{Rd} = 2 A_{v,net} \frac{f_{u,p}}{\sqrt{3} \gamma_{M2}}$$

Dove $A_{v,net}$ è l'area della sezione netta resistente a taglio in corrispondenza dei fori:

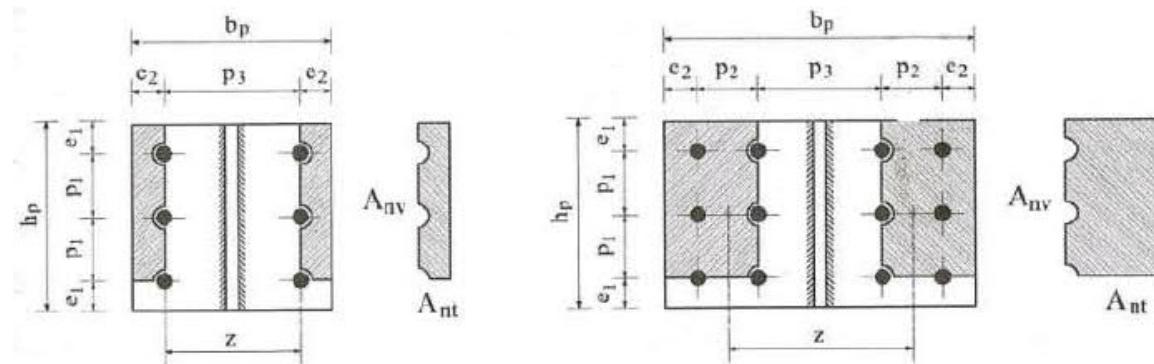
$$A_{v,net} = t_p (h_p - n_1 d_0)$$

10.8.6 Verifica a block - tearing della piastra

Questa modalità di collasso consiste in una rottura a taglio in corrispondenza della fila di bulloni lungo la faccia sollecitata a taglio del gruppo di fori accompagnata da una rottura a trazione lungo la linea dei fori, sulla superficie tensionata del gruppo di bulloni. Per calcolare il valore della resistenza effettiva a rottura per meccanismo tipo block tearing si deve considerare l'eventuale interazione con l'azione flettente.

In particolare, in accordo con il §3.10.2 della UNI EN 1993-1-8 si possono presentare i due seguenti casi:

- Se $V \leq 0.5 V_{pl}$ non è necessario considerare l'interazione taglio - momento e pertanto è possibile considerare il gruppo di bulloni simmetrico soggetto ad un carico concentrato e quindi la resistenza efficace del collegamento sarà pari a $V_{eff,1,Rd}$;
- Se $V > 0.5 V_{pl}$ è necessario considerare l'interazione taglio - momento e pertanto si deve considerare il gruppo di bulloni soggetto ad un carico eccentrico e quindi la resistenza efficace del collegamento sarà pari a $V_{eff,2,Rd}$.



La sezione centrale della piastra è sollecitata da:

$$V = \frac{V_{Ed}}{2} \quad M = \frac{V_{Ed}}{2} \cdot \frac{z}{2} = \frac{V_{Ed}z}{4}$$

Come visto in precedenza, per un valore del taglio pari a $V = \frac{V_{pl}}{1.27}$ corrisponde al limite un momento pari a $M = M_{el}$ (riduzione di M_{pl} a causa dell'interazione $M-V$).

$$\frac{V_{Ed}z}{4} = M_{el} \quad \rightarrow \quad z = \frac{4M_{el}}{V_{Ed}}$$

$$V = \frac{V_{Ed}}{2} = \frac{V_{pl}}{1.27} = \frac{1}{1.27} \frac{h_p t_p}{\sqrt{3}} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad M_{el} = \frac{t_p h_p^2}{6} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$Z = \frac{4M_{el}}{V_{Ed}} = \frac{4M_{el}}{\frac{2}{1.27} V_{pl}} = \frac{4 \frac{t_p h_p^2}{6} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}}{\frac{2}{1.27} \frac{h_p t_p}{\sqrt{3}} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} = 0.733 h_p \approx \frac{h_p}{1.36}$$

Pertanto:

- Se $h_p \geq 1.36z$ allora non è necessario considerare l'interazione taglio - momento e quindi la resistenza efficace del collegamento sarà pari a $V_{eff,1,Rd}$;
- Se $h_p < 1.36z$ allora è necessario considerare l'interazione taglio - momento e quindi la resistenza efficace del collegamento sarà pari a $V_{eff,2,Rd}$.

La resistenza a block tearing della piastra (2 sezioni resistenti) può essere calcolata come segue:

$$V_{Rd} = 2 F_{eff,Rd}$$

dove:

se $h_p < 1.36z$ ed $n_1 > 1$:

$$F_{eff,Rd} = V_{eff,2,Rd} = \frac{0.5 f_{u,p} A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_{y,p} A_{nv}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

altrimenti:

$$F_{eff,Rd} = V_{eff,1,Rd} = \frac{f_{u,p} A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_{y,p} A_{nv}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

Inoltre:

se $n_2 = 2$ (2 colonne di bulloni):

$$Z = p_3$$

$$A_{nt} = t_p \left(e_2 - \frac{d_0}{2} \right)$$

$$A_{nv} = t_p (h_p - e_1 - (n_1 - 0.5) d_0)$$

se $n_2 = 4$ (4 colonne di bulloni):

$$Z = p_3 + p_2$$

$$A_{nt} = t_p \left(p_2 + e_2 - \frac{3}{2} d_0 \right)$$

$$A_{nv} = t_p (h_p - e_1 - (n_1 - 0.5) d_0)$$

10.8.7 Verifica a flessione della piastra

Quando la piastra di testa è lunga, cioè $h_p < 1.36 z$, gli effetti del momento flettente nella sezione centrale diventano predominanti e pertanto si riduce la resistenza a taglio del collegamento. Se invece $h_p \geq 1.36 z$, la piastra giunge a collasso per taglio prima di raggiungere la resistenza combinata a flessione. Pertanto:

$$V_{Rd} = \begin{cases} \infty & \text{se } h_p \geq 1.36 z \\ \frac{2 W_{el}}{(z - t_{w,b1})} \frac{f_{y,p}}{\gamma_{M0}} & \text{se } h_p < 1.36 z \end{cases}$$

con:

$$z = p_3 \quad \text{se } n_2 = 2 \quad (2 \text{ colonne di bulloni})$$

$$z = p_3 + p_2 \quad \text{se } n_2 = 4 \quad (4 \text{ colonne di bulloni})$$

$$W_{el} = \frac{t_p h_p^2}{6}$$

10.8.8 Verifica a taglio dell'anima della trave portata

Qualora la trave portata non abbia alcuna rastremazione, si omette la verifica a taglio della stessa in quanto essa è già stata effettuata in sede di verifica di resistenza delle membrature. Qualora invece la trave presenti delle rastremazioni, si considera che il taglio venga trasmesso da una sezione rettangolare di altezza pari all'altezza della piastra di testa e di larghezza pari allo spessore dell'anima della trave (tralasciando a vantaggio di sicurezza, nel caso di semplice mortesatura, la porzione di piattabanda collaborante che si ha in corrispondenza dei raggi di raccordo).

$$V_{Rd} = h_p t_{w,b1} \frac{f_{y,wb1}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

10.8.9 Flessione della trave portata rastremata

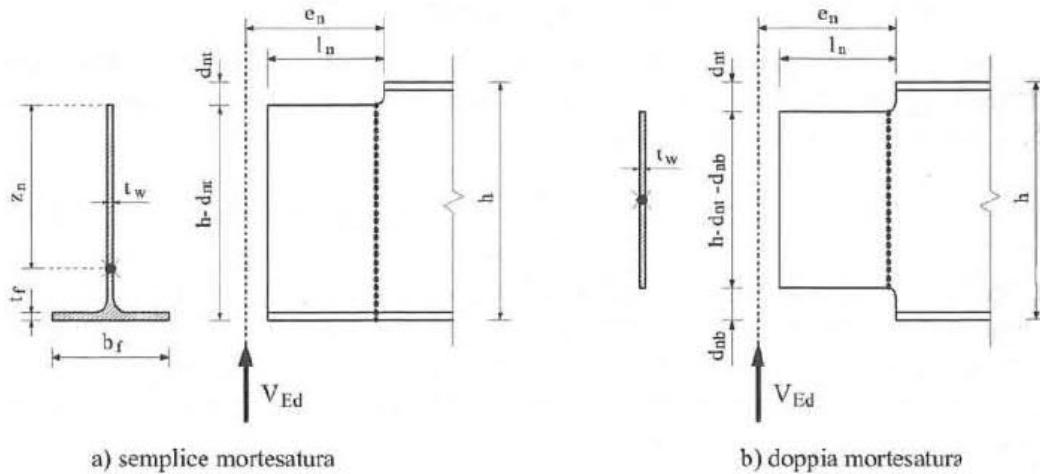
Nel caso in cui la trave portata sia rastremata, con semplice o doppia rastrematura, è necessario eseguire la verifica a flessione della sezione in corrispondenza della rastrematura stessa. L'eccentricità e_n della sezione rastremata rispetto alla cerniera del collegamento risulta pari a:

$$e_n = l_n + t_p$$

essendo:

l_n la lunghezza della rastrematura (notch);

t_p lo spessore della piastra (header plate).



- Caso a: trave portata a semplice rastrematura

La resistenza a taglio V_{Rd} associata al meccanismo di collasso flessionale della sezione in corrispondenza della rastrematura risulta pari a:

$$V_{Rd} = \frac{M_{v,N,Rd}}{e_n}$$

Essendo $M_{v,N,Rd}$ il momento resistente della sezione a semplice rastrematura della trave portata, ridotto dalla presenza di azioni taglienti.

Il momento resistente della sezione deve essere ridotto per la presenza del taglio. Per piccoli valori dell'azione tagliente ($V_{Ed} \leq 0.5 V_{pl,N,Rd}$) questa riduzione è così piccola che è controbilanciata dall'incrudimento e può essere trascurata. Tuttavia, quando l'azione tagliente supera la metà della resistenza a taglio plastica della sezione rastremata ($V_{Ed} > 0.5 V_{pl,N,Rd}$) si deve tenere in debito conto il suo effetto sul momento resistente plastico $M_{v,N,Rd}$.

➤ Sottocaso a1: azione tagliente "piccola" ($V_{Ed} \leq 0.5 V_{pl,N,Rd}$)

In questo caso il momento resistente della sezione a semplice rastrematura $M_{v,N,Rd}$ non deve essere ridotto per la presenza di taglio:

$$M_{v,N,Rd} = \frac{f_{y,wb1} W_{el,N,y}}{\gamma_{M0}}$$

essendo $W_{el,N,y}$ il modulo di resistenza della sezione rastremata in corrispondenza della rastrematura.

➤ Sottocaso a2: azione tagliente "grande" ($V_{Ed} > 0.5 V_{pl,N,Rd}$)

In questo caso il momento resistente della sezione a semplice rastrematura $M_{v,N,Rd}$ deve essere ridotto per la presenza di taglio:

$$M_{v,N,Rd} = \frac{f_{y,wb1} W_{el,N,y}}{\gamma_{M0}} \left[1 - \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,N,Rd}} - 1 \right)^2 \right]$$

Essendo $W_{el,N,y}$ il modulo di resistenza della sezione rastremata in corrispondenza della rastrematura e $V_{pl,N,Rd}$ la resistenza a taglio plastica della sezione rastremata in corrispondenza della rastrematura.

In particolare risulta:

$$V_{pl,N,Rd} = \frac{A_{v,N} f_{y,wb1}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

e inoltre $A_{v,N}$ è l'area resistente a taglio della sezione a semplice rastrematura:

$$A_{v,N} = A_{tee} - b_{f,b1} t_{f,b1} + (t_{w,b1} + 2r) \frac{t_{f,b1}}{2}$$

dove:

- A_{tee} è l'area della sezione a T in corrispondenza della rastrematura;
- $b_{f,b1}$ è la larghezza della flangia della trave portata;
- $t_{f,b1}$ è lo spessore della flangia della trave portata;
- $t_{w,b1}$ è lo spessore dell'anima della trave portata;
- r è il raggio del raccordo tra flangia e anima della trave portata.

- Caso b: trave portata a doppia rastrematura (double notched beam).

La sezione resistente è di tipo rettangolare e la resistenza a taglio associata al meccanismo di collasso flessionale della sezione in corrispondenza della rastrematura risulta pari a:

$$V_{Rd} = \frac{M_{v,DN,Rd}}{e_n}$$

Essendo $M_{v,DN,Rd}$ il momento resistente della sezione a doppia rastrematura della trave portata, ridotto dalla presenza di azioni taglienti (sezione rettangolare).

Il momento resistente della sezione deve essere ridotto per la presenza del taglio. Per piccoli valori dell'azione tagliente ($V_{Ed} \leq 0.5 V_{pl,DN,Rd}$) questa riduzione è così piccola che è controbilanciata dall'incrudimento e può essere trascurata. Tuttavia quando l'azione tagliente supera la metà della resistenza a taglio plastica della sezione rastremata ($V_{Ed} > 0.5 V_{pl,DN,Rd}$) si deve tenere in debito conto il suo effetto sul momento resistente plastico $M_{v,DN,Rd}$.

- Sottocaso b1: azione tagliente "piccola" ($V_{Ed} \leq 0.5 V_{pl,DN,Rd}$)

In questo caso il momento resistente della sezione a doppia rastrematura $M_{v,DN,Rd}$ non deve essere ridotto per la presenza di taglio:

$$M_{v,DN,Rd} = \frac{f_{y,wb1} t_{w,b1}}{6 \gamma_{M0}} (h_{b1} - d_{nt} - d_{nb})^2$$

dove:

- $f_{y,wb1}$ è la resistenza allo snervamento dell'anima della trave portata;
- $t_{w,b1}$ è lo spessore dell'anima della trave portata;
- h_{b1} è l'altezza della trave portata;
- d_{nt} è l'altezza della rastrematura superiore della trave portata;
- d_{nb} è l'altezza della rastrematura inferiore della trave portata.

➤ Sottocaso b2: azione tagliante "grande" ($V_{Ed} > 0.5 V_{pl, DN, Rd}$)

Il momento resistente della sezione deve essere ridotto per la presenza del taglio:

$$M_{v, DN, Rd} = \frac{f_{y, wb1} t_{w, b1}}{6 \gamma_{M0}} (h_{b1} - d_{nt} - d_{nb})^2 \left[1 - \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl, DN, Rd}} - 1 \right)^2 \right]$$

essendo $V_{pl, DN, Rd}$ la resistenza a taglio plastica della sezione rastremata in corrispondenza della rastrematura.

In particolare risulta:

$$V_{pl, DN, Rd} = \frac{A_{v, DN} f_{y, wb1}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

dove:

$A_{v, DN}$ è l'area resistente a taglio della sezione a doppia rastrematura:

$$A_{v, DN} = t_{w, b1} (h_{b1} - d_{nt} - d_{nb})$$

10.8.10 Verifica di stabilità locale della trave rastremata

Nel caso in cui la trave rastremata risulti vincolata all'instabilità flesso-torsionale, non risulta necessario tenere in considerazione le rastremature purché:

Per trave a semplice rastrematura:

$$d_{nt} \leq \frac{h_{b1}}{2} \quad \text{e inoltre:}$$

$$l_n \leq h_{b1} \quad \text{per } h_{b1}/t_{w, b1} \leq 54.3 \quad \text{per acciaio S275}$$

$$l_n \leq \frac{160000 h_{b1}}{\left(\frac{h_{b1}}{t_{w, b1}} \right)^3} \quad \text{per } h_{b1}/t_{w, b1} > 54.3 \quad \text{per acciaio S275}$$

$$l_n \leq h_{b1} \quad \text{per } h_{b1}/t_{w, b1} \leq 48 \quad \text{per acciaio S355}$$

$$l_n \leq \frac{110000 h_{b1}}{\left(\frac{h_{b1}}{t_{w, b1}} \right)^3} \quad \text{per } h_{b1}/t_{w, b1} > 48 \quad \text{per acciaio S355}$$

Per trave a doppia rastrematura:

$$\max(d_{nt}; d_{nb}) \leq \frac{h_{b1}}{5} \quad \text{e inoltre:}$$

$$l_n \leq h_{b1} \quad \text{per } h_{b1}/t_{w, b1} \leq 54.3 \quad \text{per acciaio S275}$$

$$l_n \leq \frac{160000 h_{b1}}{\left(\frac{h_{b1}}{t_{w, b1}} \right)^3} \quad \text{per } h_{b1}/t_{w, b1} > 54.3 \quad \text{per acciaio S275}$$

$$l_n \leq h_{b1} \quad \text{per } h_{b1}/t_{w, b1} \leq 48 \quad \text{per acciaio S355}$$

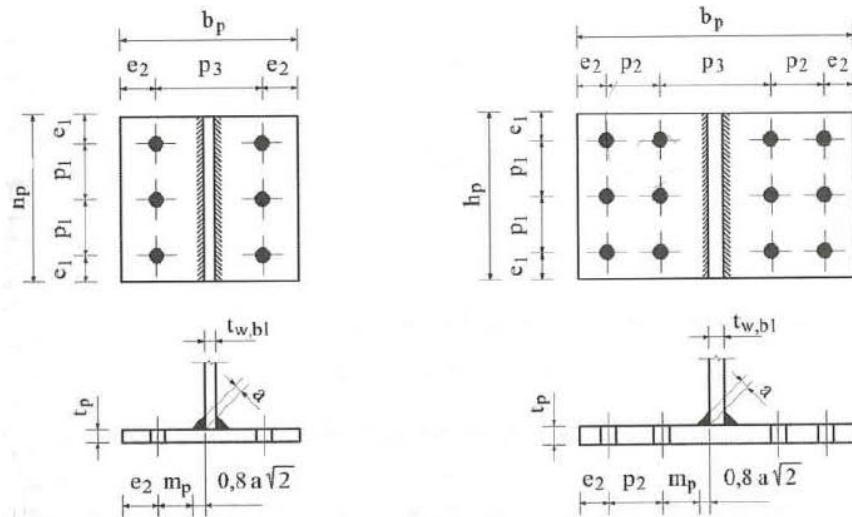
$$l_n \leq \frac{110000 h_{b1}}{\left(\frac{h_{b1}}{t_{w, b1}} \right)^3} \quad \text{per } h_{b1}/t_{w, b1} > 48 \quad \text{per acciaio S355}$$

10.8.11 Verifica a punzonamento della piastra o dell'elemento di supporto

Indicando con d_m il minimo tra il diametro del dado e il diametro medio della testa del bullone (si assume cautelativamente il diametro del bullone), con t_p lo spessore della piastra (o dell'elemento di supporto, qualora lo spessore di questo risulti minore del precedente) e con f_{tk} la tensione di rottura dell'acciaio componente deve risultare:

$$F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd} = \frac{0.6 \pi d_m t_p f_{tk}}{\gamma_{M2}}$$

10.8.12 Verifica a flessione della piastra sotto il tiro dei bulloni/tirafondi



La resistenza di progetto a flessione della piastra è valutata in base alla resistenza dell'ala di un elemento a T e deve essere presa uguale al più basso dei valori associati alle due possibili modalità di collasso, determinati come segue:

- Modalità 1: snervamento completo della piastra:

$$F_{Rd,u,1} = F_{T,1,Rd} = \frac{(8n_p - 2e_w) M_{pl,1,Rd}}{2 m_p n_p - e_w (m_p + n_p)}$$

- Modalità 2: rottura del bullone con snervamento della piastra:

$$F_{Rd,u,2} = F_{T,2,Rd} = \frac{2 M_{pl,2,Rd} + n_p \sum F_{t,Rd,u}}{m_p + n_p}$$

dove:

$$n_p = \min (e_2 ; 1.25 m_p)$$

$$m_p = \frac{p_3 - t_{w,b1} - 2 \cdot 0.8 a \sqrt{2}}{2}$$

$$e_w = \frac{d_w}{4}$$

d_w è il diametro della rondella sotto la testa del bullone ovvero larghezza tra le estremità della testa del bullone o del dado a seconda del caso.

$$M_{pl,1,Rd} = \frac{0.25 \sum L_{eff} t_p^2 f_y, p}{\gamma_{M0}} \approx \frac{1}{4} \frac{h_p t_p^2 f_y, p}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{pl,2,Rd} = M_{pl,1,Rd}$$

$\sum L_{eff}$ è la lunghezza efficace della cerniera plastica

A favore di sicurezza è possibile assumere $\sum L_{eff} = h_p$

$$\sum L_{eff} = 2e_{1A} + (n_1 - 1) p_{1A}$$

dove:

$$e_{1A} = \min \left\{ e_1; 0.5 (p_3 - t_w - 2a\sqrt{2}) + \frac{d_0}{2} \right\}$$

$$p_{1A} = \min \{ p_1; p_3 - t_w - 2a\sqrt{2} + d_0 \}$$

Inoltre:

$$\sum F_{t,Rd,u} = N_{Rd,u,1} = n F_{t,Rd,u}$$

Infine la resistenza a flessione della piastra risulta:

$$N_{Rd,u} = \min (F_{Rd,u,1}; F_{Rd,u,2})$$

10.8.13 Verifica a flessione dell'elemento portante sotto il tiro dei bulloni/tirafondi

La resistenza di progetto a flessione dell'elemento portante è valutata in base alla resistenza dell'elemento a T associato (anima o flangia di colonna portante) e deve essere presa uguale al più basso dei valori associati alle due possibili modalità di collasso: snervamento completo dell'elemento portante o rottura dei bulloni con snervamento dell'elemento portante.

- Caso a: elemento portante: flangia di colonna. Nell'ipotesi in cui l'elemento portante sia rappresentato dalla flangia di una colonna la verifica di resistenza a flessione in genere non risulta necessaria in quanto lo spessore della piastra di testa (t_p) risulta generalmente minore dello spessore della flangia della colonna portante.

In ogni caso la verifica può essere condotta, in accordo alla UNI EN 1993-1-8 come in seguito indicato:

➤ Modalità 1: snervamento completo dell'ala della colonna:

$$F_{Rd,u,1} = F_{T,1,Rd} = \frac{(8n - 2e_w) M_{pl,1,Rd}}{2mn - e_w(m+n)}$$

➤ Modalità 2: rottura del bullone con snervamento dell'ala della colonna:

$$F_{Rd,u,2} = F_{T,2,Rd} = \frac{2 M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd,u}}{m+n}$$

dove:

$$n = \min (e_{2s}; 1,25 m)$$

$$m = \frac{p_3 - t_{w,c} - 2 \cdot 0.8 r}{2}$$

$$e_w = \frac{d_w}{4}$$

e_{2s} è la distanza dal bordo dell'ala della colonna al foro del bullone;

- d_w è il diametro della rondella sotto la testa del bullone ovvero larghezza tra le estremità della testa del bullone o del dado a seconda del caso;
 $t_{w,c}$ è lo spessore dell'anima della colonna portante;
 r è il raggio di raccordo ala/anima nel profilo laminato della colonna.

$$M_{pl,1,Rd} = \frac{0.25 \sum L_{eff} t_{f,c}^2 f_{y,c}}{\gamma_{M0}} \approx \frac{1}{4} \frac{h_p t_{f,c}^2 f_{y,c}}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{pl,2,Rd} = M_{pl,1,Rd}$$

$t_{f,c}$ è lo spessore della flangia (ala) della colonna portante;

$\sum L_{eff}$ è la lunghezza efficace della cerniera plastica.

A favore di sicurezza è possibile assumere $\sum L_{eff} = h_p$

Inoltre:

$$\sum F_{t,Rd,u} = N_{Rd,u,1} = n F_{t,Rd,u}$$

Infine la resistenza a flessione dell'ala della colonna risulta:

$$N_{Rd} = \min (F_{Rd,u,1} ; F_{Rd,u,2})$$

- Caso b: elemento portante: anima di colonna

Nell'ipotesi in cui l'elemento portante sia rappresentato dall'anima di una colonna la verifica di resistenza a flessione dell'elemento portante può essere condotta come indicato in seguito:

$$N_{Rd} = \frac{8 m_{pl,Rd,u}}{1-\beta_1} [\eta_1 + 1.5 (1 - \beta_1)^{0.5} (1 - \gamma_1)^{0.5}]$$

dove:

$$m_{pl,Rd,u} = \frac{1}{4} \frac{f_{y,wc} t_{wc}^2}{\gamma_{M0}}$$

t_{wc} è lo spessore dell'anima della colonna portante

$$\beta_1 = \frac{p_3}{d_c}$$

$$\eta_1 = \frac{(n_1 - 1) p_1 - \frac{n_1}{2} d_0}{d_c} =$$

$$\gamma_1 = \frac{d_0}{d_c}$$

d_0 è il diametro del foro;

d_c è la larghezza netta dell'anima della colonna portante (misurata al netto dei raggi di curvatura del profilo laminato della colonna stessa).

Indicando con h_c l'altezza della sezione della colonna portante, con $t_{f,c}$ lo spessore delle ali della colonna portante e con r il raggio di raccordo tra ali e anima della colonna, risulta: $d_c = h_c - 2 t_{f,c} - 2r$.

11 VERIFICHE DI SICUREZZA DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI

Per elementi costruttivi non strutturali si intendono quelli con rigidezza, resistenza e massa tali da influenzare in maniera significativa la risposta strutturale e quelli che, pur non influenzando la risposta strutturale, sono ugualmente significativi ai fini della sicurezza e/o dell'incolumità delle persone.

La capacità degli elementi non strutturali, compresi gli eventuali elementi strutturali che li sostengono e li collegano tra loro e alla struttura principale, deve essere maggiore della domanda sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite da considerare (v. § 7.3.6 NTC). Quando l'elemento non strutturale è costruito in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda e progettarne la capacità in accordo a formulazioni di comprovata validità ed è compito del direttore dei lavori verificarne la corretta esecuzione; quando invece l'elemento non strutturale è assemblato in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda, è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire elementi e sistemi di collegamento di capacità adeguata ed è compito del direttore dei lavori verificarne il corretto assemblaggio.

Se la distribuzione degli elementi non strutturali è fortemente irregolare in pianta, gli effetti di tale irregolarità debbono essere valutati e tenuti in conto. Questo requisito si intende soddisfatto qualora si incrementi di un fattore 2 l'eccentricità accidentale di cui al § 7.2.6 NTC.

Se la distribuzione degli elementi non strutturali è fortemente irregolare in altezza, deve essere considerata la possibilità di forti concentrazioni di danno ai livelli caratterizzati da significative riduzioni degli elementi non strutturali rispetto ai livelli adiacenti.

Questo requisito si intende soddisfatto qualora si incrementi di un fattore 1,4 la domanda sismica sugli elementi verticali (pilastri e pareti) dei livelli con significativa riduzione degli elementi non strutturali.

La domanda sismica sugli elementi non strutturali può essere determinata applicando loro una forza orizzontale F_a definita come segue:

$$F_a = \frac{S_a \cdot W_a}{q_a}$$

dove:

- F_a è la forza sismica orizzontale distribuita o agente nel centro di massa dell'elemento non strutturale, nella direzione più sfavorevole, risultante delle forze distribuite proporzionali alla massa;
- S_a è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento non strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame (v. § 3.2.1 NTC);
- W_a è il peso dell'elemento;
- q_a è il fattore di comportamento dell'elemento.

In assenza di specifiche determinazioni, per S_a e q_a può farsi utile riferimento a documenti di comprovata validità. Nel caso in esame si assume di impiegare i valori che erano suggeriti nella vecchia normativa NTC 2008.

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{\frac{3 \cdot (1 + \frac{Z}{H})}{1 + (1 - \frac{T_a}{T_1})^2} - 0.5}{\frac{3 \cdot (1 + \frac{Z}{H})}{1 + (1 - \frac{T_a}{T_1})^2} - 0.5} \right]$$

dove:

- α è il rapporto tra l'accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame e l'accelerazione di gravità g ;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
- T_a è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;

- T₁ è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;
 Z è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione;
 H è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione.

Elemento non strutturale	q _a
Parapetti o decorazioni aggettanti	1,0
Insegne e pannelli pubblicitari	
Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza	
Pareti interne ed esterne	
Tramezzature e facciate	2,0
Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole non controventate per meno di metà della loro altezza o connesse alla struttura in corrispondenza o al di sopra del loro centro di massa	
Elementi di ancoraggio per armadi e librerie permanenti direttamente poggianti sul pavimento	
Elementi di ancoraggio per controsoffitti e corpi illuminanti	

Tabella 11.1 - Valori di q_a per elementi non strutturali (v. Tab. 7.2.I NTC)

12 VERIFICHE DI RIGIDEZZA (RIG)

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti eccessivi interpiano, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLD (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai limiti indicati nel seguito:

- a) per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa

$$q d_r < 0,005 \text{ h}$$
 per tamponature fragili

$$q d_r < 0,0075 \text{ h}$$
 per tamponature duttili
- b) per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:

$$q d_r \leq d_{rp} \leq 0,0100 \text{ h}$$

- c) per costruzioni con struttura portante in muratura ordinaria:

$$q d_r < 0,0020 \text{ h}$$

- d) per costruzioni con struttura portante in muratura armata:

$$q d_r < 0,0030 \text{ h}$$

- e) per costruzioni con struttura portante in muratura confinata:

$$q d_r < 0,0040 \text{ h}$$

dove:

- d_r è lo spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, calcolati secondo i §§ 7.3.3 o 7.3.4,
- h è l'altezza del piano.

In caso di coesistenza di diversi tipi di tamponamenti o struttura portante nel medesimo piano della costruzione, deve essere assunto il limite di spostamento più restrittivo. Qualora gli spostamenti di interpiano siano superiori a 0,005 h (caso b) le verifiche della capacità di spostamento degli elementi non strutturali vanno estese a tutti i tamponamenti, alle tramezzature interne ed agli impianti.

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV occorre verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLO (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

13 VERIFICA DELLA DISTANZA FRA COSTRUZIONI CONTIGUE

La distanza tra le unità strutturali contigue non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo *SLV*.

Gli spostamenti assoluti d_E della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo *SLV* si ottengono moltiplicando per il fattore μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

dove :

$$\mu_d = q \quad \text{se } T_1 \geq T_C$$

$$\mu_d = 1 + (q - 1) \cdot T_C / T_1 \quad \text{se } T_1 < T_C$$

In ogni caso $\mu_d < 5q - 4$,

Occorre monitorare l'entità della componente reciproca di spostamento in direzione X e in direzione Y tra la primaria e l'infanzia.

Lo spostamento massimo in sommità si calcola seguendo quanto prescritto dal paragrafo §7.2.1 NTC:

$$d_{\max} = \frac{1}{100} \cdot a_g \cdot S \cdot H$$

La larghezza del giunto strutturale deve essere almeno maggiore alla somma delle componenti di moto misurate e in ogni caso non inferiore a: $2 \cdot a_g \cdot S \cdot H / 100$.