

LINEE GUIDA PER LA PROGETTAZIONE STRUTTURALE DI UN CONCENTRATORE SOLARE

A. MILIOZZI, G.M. GIANNUZZI, D. NICOLINI

ENEA - Dipartimento Tecnologie per l'Energia, Fonti Rinnovabili e Risparmio Energetico
Centro Ricerche Casaccia, Roma

**Linee guida
per la progettazione strutturale
di un concentratore solare**

A. Miliozzi, G.M. Giannuzzi, D. Nicolini

(ENEA Casaccia - Progetto Solare Termodinamico)

Riassunto

La realizzazione di un qualsivoglia sistema solare a concentrazione, sia esso a torre o lineare parabolico od a disco, per una qualsiasi destinazione d'uso (produzione di energia elettrica, realizzazione di processi chimici, etc.) passa sempre attraverso la progettazione del campo solare e, più in particolare, del sistema di concentrazione. Il presente documento si pone l'obiettivo di fornire delle linee guida utili alla progettazione di un generico concentratore solare sulla base del suo inquadramento tipologico e della individuazione del quadro normativo da applicare nelle verifiche progettuali. L'insieme delle leggi, dei decreti, delle circolari e delle raccomandazioni che disciplinano, in Italia, la progettazione di strutture come quella in esame, permette di affrontare con sufficienti margini di sicurezza, le tematiche invariabilmente poste al progettista strutturale e riguardanti sia la funzionalità del concentratore che l'incolumità delle persone che vi operano. Il presente documento si pone l'obiettivo primario di adattare detta normativa al generico concentratore solare sviluppando quelle parti che sono più specifiche della struttura in oggetto come, ad esempio, i carichi ed in particolare le azioni dovute al vento ed alla neve. Per quanto riguarda i metodi di calcolo da adottare, si rinuncia ad utilizzare il metodo delle tensioni ammissibili ma, proiettandosi nel prossimo futuro, si dà indicazione sul modo di utilizzare il metodo degli Stati Limite.

Parole chiave : collettore solare, progettazione strutturale, criteri di progetto.

Abstract

The achievement of any concentrated solar power system, either tower or parabolic-trough or dish, for any use (electrical power production, chemical processes, etc.) goes always through the design of the solar field and, in particular, of the concentration system. The objective of the present document is to supply the guidelines useful for the design of a generic solar concentrator on the base of its typological classification and of the selection of the norms to apply in the design verification. All the laws, the decrees, the circulars and the recommendations that discipline, in Italy, the design of structures like the one under investigation, allow to face with sufficient safety margins, the thematic issues invariably placed to the structural designer and regarding both the functionality of the concentrator and the security of the persons who operate on it. The main objective of the present work is to adapt the norm to the generic solar concentrator, developing the parts that are specific for the considered structure like, as an example, the loads and, in particular, the actions due to the wind and the snow. As far as the calculation methods to adopt, the method of the Permissible Stresses is rejected and indication on how to use the method of the Limit States is given.

Key words : solar collector , structural design, design criteria.

Ringraziamenti

Si ringraziano gli Ingg. Majorana e Salomoni del Dipartimento di Costruzioni e Trasporti (DCT) dell'Università di Padova e gli Ingg. Kenny, Rondoni e Crobu del Dipartimento di Scienza e Tecnica dei Materiali della sede di Terni dell'Università degli Studi di Perugia per la fattiva collaborazione con l'ENEA nelle attività connesse agli argomenti qui riportati e per gli utili consigli nella redazione del presente documento.

SOMMARIO

1	INTRODUZIONE	7
1.1	LINEE GUIDA	8
1.2	RIFERIMENTI	12
2	I CONCENTRATORI SOLARI	13
2.1	SISTEMI A TORRE CON RICEVITORE CENTRALE	13
2.2	SISTEMI CON CONCENTRATORI PARABOLICI LINEARI	15
2.3	SISTEMI CON CONCENTRATORI A DISCO	20
2.4	ELEMENTI STRUTTURALI	25
2.4.1	Superfici riflettenti	26
2.4.2	Struttura di supporto	26
2.4.3	Sistema di inseguimento	27
2.5	DESCRIZIONE FUNZIONALE E STATI OPERATIVI	27
2.6	REQUISITI PRINCIPALI	28
2.7	RIFERIMENTI	29
3	CLASSIFICAZIONE DELLA STRUTTURA	31
3.1	STRUTTURA SPECIALE	31
3.2	STRUTTURA AD ASSETTO VARIABILE	32
3.3	STRUTTURA PREFABBRICATA	34
3.4	RIFERIMENTI	35
4	QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO	37
4.1	NORMATIVA ITALIANA	37
4.2	NORMATIVA EUROPEA	40
4.3	NORMATIVA MACCHINE	41
4.4	ALTRE NORMATIVE	43
4.5	RIFERIMENTI	45
5	MATERIALI	47
5.1	CARPENTERIA	48
5.1.1	Acciaio laminato	48
5.1.2	Acciaio per getti	50
5.1.3	Acciaio per strutture saldate	50
5.1.4	Comportamento degli acciai da carpenteria alle azioni applicate staticamente	51
5.2	PROVE SPERIMENTALI	53
5.3	CHIODI	53
5.4	BULLONI	54
5.4.1	Bulloni per giunzioni ad attrito	54
5.4.2	Interasse e distanza dai margini	54
5.5	SALDATURE	55
5.5.1	Procedimenti di saldatura	55
5.5.2	Prove preliminari di qualifica dei procedimenti di saldatura	55
5.5.3	Giunti testa a testa od a T a completa penetrazione	56
5.5.4	Giunti a cordoni d'angolo	57
5.5.5	Classi delle saldature	58
5.6	RIFERIMENTI	58
6	CARICHI	59
6.1	CARICHI PERMANENTI	59
6.1.1	Peso proprio	59
6.2	CARICHI VARIABILI	59
6.2.1	Azione del vento sulla parabola	59
6.2.2	Azione del vento sul ricevitore	63
6.2.3	Azione della neve	64
6.2.4	Termica	68
6.2.5	Cedimenti differenziali	68
6.3	RIFERIMENTI	69
7	IL METODO SEMIPROBABILISTICO AGLI STATI LIMITE	71
7.1	AZIONI DI CALCOLO	72
7.2	RESISTENZA DI CALCOLO	72
7.3	STATI LIMITE	72
7.3.1	Stati limite ultimi (SLU)	73
7.3.1.1	Stato limite elastico della sezione	73
7.3.1.2	Stato limite di collasso plastico della struttura	73
7.3.2	Stati limite di esercizio (SLE)	74
7.4	VERIFICHE	76
7.4.1	Verifiche di resistenza	76

7.4.1.1	Bulloni	76
7.4.1.2	Saldature	77
7.4.2	Verifiche di stabilità	78
7.5	RIFERIMENTI	78
8	ANALISI SISMICA	79
8.1	SICUREZZA NEI CONFRONTI DELLA STABILITÀ (SLU)	79
8.2	PROTEZIONE NEI CONFRONTI DEL DANNO (STATO LIMITE DI DANNO - SLD)	79
8.3	LIVELLI DI PROTEZIONE ANTISISMICA	79
8.4	AZIONE SISMICA	80
8.4.1	Categorie di suolo di fondazione	80
8.4.2	Calcolo dell'azione sismica	81
8.4.2.1	Zone sismiche	81
8.4.2.2	Descrizione dell'azione sismica	81
8.4.2.3	Spettro di risposta elastico	81
8.4.2.4	Spostamento e velocità del terreno	83
8.4.2.5	Spettri di progetto per lo SLU	83
8.4.2.6	Spettro di progetto per lo SLD	84
8.4.2.7	Impiego di accelerogrammi	84
8.4.2.8	Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni	84
8.4.2.9	Modellazione della struttura	85
8.4.3	Analisi	86
8.4.3.1	Aspetti generali	86
8.4.3.2	Analisi statica lineare	86
8.4.3.3	Analisi dinamica modale	86
8.4.3.4	Analisi statica non lineare	87
8.4.3.5	Analisi dinamica non lineare	88
8.4.4	Combinazione delle componenti dell'azione sismica	89
8.4.5	Fattori di importanza	89
8.4.6	Valutazione degli spostamenti	90
8.4.7	Considerazione di elementi non strutturali	90
8.4.8	Impianti	90
8.4.9	Verifiche di sicurezza	91
8.4.9.1	Stato limite ultimo	91
8.4.9.2	Stato limite di danno	92
8.5	EDIFICI CON STRUTTURA IN C.A.	92
8.5.1	Principi generali	92
8.5.2	Elementi di fondazione in c.a.	92
8.5.2.1	Sollecitazioni di calcolo	92
8.5.2.2	Collegamenti orizzontali tra fondazioni	93
8.5.2.3	Pali di fondazione	93
8.5.2.4	Verifiche di capacità portante	93
8.6	STRUTTURE IN ACCIAIO	94
8.6.1	Principi di progettazione	94
8.6.2	Materiali	94
8.6.3	Tipologie strutturali e fattore di struttura	95
8.6.3.1	Tipologie strutturali	95
8.6.3.2	Criteri di dimensionamento	96
8.6.3.3	Fattore di struttura	96
8.6.4	Regole di progetto e di dettaglio per strutture dissipative	97
8.6.4.1	Regole di progetto	97
8.6.4.2	Regole di dettaglio per tutte le tipologie strutturali	98
8.6.4.3	Regole di dettaglio per le strutture intelaiate	100
8.6.5	Edifici in zona 4	104
8.7	RIFERIMENTI	104
9	BIBLIOGRAFIA	105
	APPENDICE A - ELENCO DELLE NORMATIVE	107
	APPENDICE B - COEFFICIENTI AERODINAMICI	111

1 Introduzione

La realizzazione di un qualsivoglia sistema solare a concentrazione, sia esso a torre o lineare parabolico od a disco, per una qualsiasi destinazione d'uso (produzione di energia elettrica, realizzazione di processi chimici, etc.) passa sempre attraverso la progettazione del campo solare e più in particolare del sistema di concentrazione. In generale, tale sistema è costituito da una struttura metallica, ancorata al suolo tramite opportune fondazioni, che supporta il sistema riflettente (specchi) e gli permette di inseguire il sole tramite un adeguato sistema di movimentazione. Il presente documento si pone l'obiettivo di fornire delle linee guida utili per la progettazione strutturale di un concentratore solare.

Il primo passo nella progettazione del concentratore è quello di determinare:

- l'inquadramento tipologico della struttura costituente il concentratore solare, esaminando come è fatto e come funziona, ed
- il quadro normativo da applicare nelle verifiche progettuali della struttura in oggetto.

Per effettuare l'inquadramento tipologico della struttura in esame si fa riferimento a tutti quei documenti attraverso i quali sia possibile evidenziare gli scopi funzionali e le modalità operative di un concentratore solare (rif. [1]). A partire da ciò, è allora possibile individuare il corpo normativo che ne disciplina la progettazione in termini strutturali. Il tema della classificazione dei concentratori solari presenta qualche criticità, potendo questi essere interpretati, ad un primo esame sommario, in due modi differenti: a) come struttura, b) come macchina. Come si avrà modo di approfondire nel prosieguo di questo documento, la natura strutturale dei concentratori solari è ben evidente, in quanto si tratta di superfici riflettenti, connesse ad una struttura metallica vincolata a sua volta al suolo in forma stabile e duratura. Contemporaneamente, però, le superfici riflettenti possono assumere, mediante movimentazione di lenta rotazione, diversi assetti spaziali, trasmettendo all'estremità superiore della struttura un sistema di azioni differenti a seconda della posizione assunta. Questa seconda natura dei concentratori ha condotto i progettisti strutturali a chiedersi se, sulla base di tali motivazioni, i concentratori potessero considerarsi elementi facenti parte di una "macchina" piuttosto che di una "struttura". Al quesito in esame è stata data risposta esaminando la normativa in materia di classificazione delle opere di ingegneria, ricadenti nelle più ampie categorie dei manufatti propri dell'ingegneria cosiddetta "civile" e di quella più propriamente "meccanica", proponendo una soluzione del problema.

Successivamente, sulla scorta delle conclusioni cui si è pervenuti, in materia di classificazione dei concentratori solari, è stato messo in campo il "corpus" legislativo al quale è necessario uniformarsi in sede di progettazione dell'opera di ingegneria proposta. L'insieme delle leggi, dei decreti, delle circolari e delle raccomandazioni che disciplinano, in Italia, la progettazione di strutture come quella in esame, permette di affrontare con sufficienti margini di sicurezza, le tematiche invariabilmente poste al progettista strutturale, cioè, se sotto le azioni cui il concentratore sarà sottoposto nel corso della sua vita utile, si potrà affermare che la sua risposta sarà sempre adeguata e tale da non compromettere la funzionalità, oltre che la sicurezza della struttura nel senso più ampio, ovvero nei confronti dello stesso complesso strutturale e degli utenti che potranno trovarsi a qualsiasi titolo a contatto con i concentratori.

La presente guida nasce dalla collaborazione tra ENEA ed il Consorzio Padova Ricerche (CPADOR, ora TRASTEC) che per primi hanno affrontato le problematiche

sopra citate (rif. [2], [3] e [4]) e si pone come scopo primario quello di adattare detta normativa al concentratore sviluppando quelle parti che sono più specifiche della struttura in oggetto come, ad esempio, i carichi ed in particolare le azioni dovute al vento ed alla neve. Per quanto riguarda i metodi di calcolo da adottare nel presente documento, si rinuncia ad utilizzare il metodo delle tensioni ammissibili ma, proiettandosi nel prossimo futuro, si darà indicazione sul modo di utilizzare il metodo degli Stati Limite.

Dopo un capitolo che descrive sommariamente le varie tipologie di concentratore solare ed i principali elementi costitutivi, la guida prosegue affrontando il problema della classificazione della struttura ed individuando il quadro normativo associato. Infine, tale quadro normativo viene sviluppato, cercando anche di introdurre i concetti più innovativi (ad esempio gli Stati Limite) per quanto concerne la progettazione. Occorre mettere in evidenza che a livello di norme per la determinazione dei carichi dovuti all'azione della neve e del vento si sono rese necessarie alcune integrazioni in quanto la struttura in oggetto non è assimilabile a nessuna di quelle riportate. A tal fine ci si è avvalsi della collaborazione, da un lato, dello stesso Consorzio Padova Ricerche (azioni della neve) e, dall'altro, del Dipartimento di Scienza e Tecnologia dei Materiali della sede di Terni dell'Università di Perugia (azione del vento).

Nella presente guida si farà riferimento ai concentratori solari parabolico-lineari. Per le altre tipologie di concentratore saranno applicabili gli stessi identici concetti.

Prima di addentrarci nella trattazione ci è sembrato comunque opportuno riportare, nel paragrafo successivo, alcune indicazioni estratte dal Testo Unico, l'ultimo nato in tema di normativa civile italiana, che ci sembrano particolarmente adatte a definire le linee guida per una corretta progettazione.

1.1 Linee guida

I principi fondamentali che costituiscono le linee guida per una corretta progettazione possono essere trovati all'interno del Testo Unico [5] di recente emissione. In questo paragrafo riportiamo e commentiamo alcuni stralci dello stesso.

“Le presenti norme disciplinano la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle costruzioni al fine di garantire prestabiliti livelli di sicurezza nei riguardi della pubblica incolumità. Le strutture e gli elementi strutturali devono essere progettati, eseguiti, collaudati e soggetti a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, per tutta la vita utile di progetto. in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalle presenti norme.”

Il primo stralcio riportato evidenzia in modo inequivocabile che lo scopo principale della progettazione è quello di garantire la sicurezza delle persone che sono presenti nella struttura o nelle sue vicinanze, sebbene l'ultima parte del periodo metta comunque in evidenza che tali limiti non debbano essere troppo conservativi rendendo la struttura antieconomica.

“La sicurezza e le prestazioni di una struttura o di una parte di essa vanno valutate in relazione all'insieme degli stati limite verosimili che si possono verificare durante la vita utile di progetto. Stato limite è la condizione superata la quale la struttura non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata. In particolare, secondo quanto stabilito nelle norme specifiche per le varie tipologie strutturali, strutture ed elementi strutturali devono soddisfare i seguenti requisiti:

- *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU): crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera.*
- *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE): tutti i requisiti atti a garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio.*
- *robustezza nei confronti di azioni accidentali: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti o conseguenze di errori umani.*

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce "collasso strutturale". Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile. Nel primo caso il danno o la deformazione, reversibili, cessano non appena cessa la causa che ha portato al superamento dello stato limite. Nel secondo caso si manifestano danneggiamenti irreversibili, nella struttura e nella stessa costruzione, o deformazioni permanenti inaccettabili e si identifica tale stato limite come Stato Limite di Danno - SLD."

In questo stralcio è invece introdotto in modo chiaro il concetto di stato limite e, di conseguenza, la differenza tra il funzionamento della struttura nelle condizioni di esercizio, nelle condizioni estreme e nelle condizioni accidentali. Ogni condizione ha caratteristiche e limiti differenti e quindi richiede un approccio diverso da parte del progettista. Occorre inoltre evidenziare come il ricorso al metodo degli stati limite introduca un concetto innovativo nella progettazione ed il superamento del metodo delle tensioni ammissibili.

"I livelli di sicurezza devono essere scelti dal Progettista e o dal Committente in funzione dell'uso e del tipo di struttura, della situazione di progetto, nonché in funzione delle conseguenze del danno o del collasso, con riguardo a persone, beni e possibile turbativa sociale, come anche del costo delle opere necessarie per la riduzione del rischio di danno o collasso. Le conseguenze di un collasso dipendono in generale dalle sue modalità, specialmente quando sia reale il rischio per le persone. Una struttura che verosimilmente raggiunge il collasso senza preavviso deve essere progettata per un livello di sicurezza più alto che una il cui collasso, preceduto dal manifestarsi di danni o anomalie di comportamento, consenta di attivare misure che limitino le conseguenze del collasso stesso. La durabilità, definita come conservazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali e delle strutture, è una proprietà essenziale affinché i livelli di sicurezza vengano garantiti durante tutta la vita utile di progetto dell'opera. La durabilità è funzione dell'ambiente in cui la struttura vive e del numero di cicli di carico cui la struttura potrà essere sottoposta. La durabilità si ottiene utilizzando materiali di ridotto degrado ovvero assegnando dimensioni strutturali maggiorate necessarie a compensare il deterioramento prevedibile dei materiali durante la vita utile di progetto, oppure mediante procedure di manutenzione programmata."

I limiti di sicurezza da imporre nella progettazione sono il risultato di una concertazione tra progettista e committente. Risulta chiaro che il progettista deve tener presente in primo luogo l'incolumità delle persone mentre il secondo i danni verso le cose e l'impianto stesso, ovvero gli aspetti economici connessi ad eventuali danni e/o collassi strutturali.

“L’affidabilità delle previsioni teoriche della sicurezza dell’opera è funzione delle attività di controllo durante la progettazione, costruzione, manutenzione e gestione dell’ opera. Particolare rilievo assumono la definizione del modello geologico, la caratterizzazione geotecnica finalizzata alla modellazione geotecnica di insieme e la quantificazione numerica dei parametri geotecnici del terreno interagente con le costruzioni. Queste valutazioni sono effettuate, con i relativi gradi di approfondimento, nelle diverse fasi del progetto dell’opera. La garanzia della qualità, i controlli ed i piani di qualità sono gli strumenti essenziali per l’affidabilità sostanziale delle opere strutturali. Opere innovative ovvero di impegnativo cemento stanco o di inalienabile livello di sicurezza, non possono essere realizzate senza l’uso delle procedure per la garanzia della qualità. I prodotti ed i componenti utilizzati per le opere strutturali devono essere chiaramente identificati in termini di caratteristiche meccanico – fisico - chimiche indispensabili alla valutazione della sicurezza delle opere e dotati di un attestato di conformità. I materiali ed i prodotti, per poter essere utilizzati nelle opere di ingegneria civile previste dalle presenti norme devono poi essere sottoposti a procedure e prove sperimentali di accettazione da parte del direttore dei lavori che redigerà il relativo certificato di accettazione. Le prove e le procedure di accettazione sono definite nelle parti specifiche delle presenti norme riguardanti i materiali. La fornitura di componenti, sistemi o prodotti deve essere accompagnata da un manuale di installazione e di manutenzione da allegare al progetto del come costruito.”

E’ altresì evidente che la progettazione strutturale è fortemente condizionata dagli aspetti di gestione e manutenzione della struttura. Una adeguata manutenzione è in grado di ovviare a problemi di durabilità dei materiali e quindi di sovradimensionamento dei vari componenti, mentre, una appropriata gestione della struttura, soprattutto quando questa è mobile, come nel nostro caso, può ridurre alcune azioni esterne (vento, neve) limitando le sollecitazioni sulla stessa. Resta, comunque, inteso che tutte le azioni tese ad una ottimizzazione strutturale, funzionale ed economica della struttura progettata ha senso solo nel caso sia suffragata da un attento controllo di qualità sui materiali e sui componenti.

“Le azioni da prendere in conto vanno definite per via sperimentale, ovvero assunte in accordo con quanto stabilito nei relativi capitoli delle presenti norme.”

La determinazione delle azioni esercitate sulla struttura è la fase fondamentale di ogni progettazione, soprattutto quando la struttura è “non convenzionale”, ovvero di forma non prevista in normativa. Questo ad esempio è il caso delle azioni del vento e della neve sul concentratore parabolico. E’ evidente che anche in questo caso la determinazione sperimentale di tali azioni, o quantomeno la validazione sperimentale delle procedure di calcolo utilizzate, è un elemento assolutamente necessario e da perseguire.

“Lo stato limite ultimo è definito come lo stato al superamento del quale si ha il collasso strutturale, crolli, perdita di equilibrio, dissesti gravi, ovvero fenomeni che mettono fuori servizio in modo irreversibile la struttura. Il grado di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi dovrà essere tanto più elevato quanto più gravi sono le conseguenze dell’evento sfavorevole rappresentato dal raggiungimento di uno stato limite ultimo.

Sono elencati nel seguito alcuni stati limite ultimi tra i più consueti:

- *perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte*

- *deformazioni o movimenti eccessivi*
- *raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni*
- *raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme*
- *raggiungimento della massima capacità di resistenza dei terreni*
- *rottura di membrature e collegamenti per fatica*
- *rottura di membrature e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo*
- *instabilità di parti della struttura o del suo insieme.*

Lo stato limite di esercizio è definito come lo stato al superamento del quale corrisponde la perdita di una particolare funzionalità che condiziona o limita la prestazione dell' opera.

Sono elencati nel seguito alcuni stati limite ultimi tra i più consueti:

- *danneggiamenti locali (ad es. fessurazione del calcestruzzo) che possono ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto*
- *eccessive deformazioni e distorsioni che possono limitare l'uso della costruzione. la sua efficienza e il suo aspetto*
- *eccessive deformazioni o distorsioni che possono compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari*
- *eccessive vibrazioni che possono compromettere l'uso della costruzione*
- *danni per fatica che possono compromettere la durabilità» corrosione e degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione. ”*

In questo stralcio oltre le definizioni generali degli stati ultimi e di esercizio sono riportati alcuni degli stati più comuni. La loro definizione costituisce il punto di partenza di una progettazione poiché permette di definire la tipologia (statica, dinamica, a fatica, vibrazioni, elastica, elasto-plastica, ...) e la quantità delle analisi da effettuare oltre che i limiti da dover rispettare in fase di verifica.

“Le opere devono essere verificate

- *per gli stati limite ultimi che possono verificarsi, durante la vita utile di progetto, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni*
- *per gli stati limite di servizio definiti in sede progettuale dal committente e o dal progettista.*
- *Le costruzioni in zona sismica, ove necessario, devono essere verificate anche per lo stato limite di danno.*

Per ogni opera il Committente e/o il Progettista devono dichiarare nel progetto gli stati limiti ultimi e di esercizio che dovranno essere rispettati. secondo quanto stabilito nelle presenti norme. ”

La fase di verifica va condotta, nei modi classici, per ciascuno degli stati limite individuati sia dal progettista che dal committente che se ne assumeranno la diretta responsabilità.

1.2 Riferimenti

- [1] A. Antonaia, M. Avitabile, G. Calchetti, T. Crescenzi, G. Cara, G. M. Giannuzzi, A. Maccari, A. Miliozzi, M. Rufoloni, D. Prischich, M. Vignolini, C. Rubbia - *Progetto di massima del collettore parabolico lineare per impianto solare* - ENEA/TM/PRES/2001_9
- [2] C. Majorana, V. Salomoni - *Selezione, elaborazione ed applicazione delle norme per la progettazione dei concentratori parabolici lineari. Descrizione funzionale, classificazione e selezione delle norme di progetto delle strutture del concentratore solare parabolico lineare* - Relazione nr. 1 Contratto ENEA/CPADOR, 18 Novembre 2004.
- [3] C. Majorana, V. Salomoni - *Guida alla progettazione dei collettori solari parabolici lineari* - Relazione nr. 2 Contratto ENEA/CPADOR, Giugno 2005.
- [4] C. Majorana, V. Salomoni - *Analisi e verifiche strutturali per un concentratore solare parabolico lineare da 100 metri* - Relazione nr. 3 Contratto ENEA/CPADOR, Agosto 2005.
- [5] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti - *Testo Unico. Norme Tecniche per le Costruzioni* – Giugno 2005

2 I concentratori solari

Alla base della tecnologia connessa al solare a concentrazione vi è il concentratore solare: un dispositivo in grado di raccogliere e concentrare la radiazione solare verso un sistema ricevitore/assorbitore. In relazione alla geometria e alla disposizione del concentratore rispetto al ricevitore, i sistemi solari a concentrazione si dividono in tre grandi categorie:

- Sistemi a torre con ricevitore centrale
- Concentratori parabolici lineari
- Concentratori parabolici puntuali o a disco

Il principio di funzionamento è analogo per le tre tipologie e consiste nella concentrazione della radiazione solare attraverso una serie di specchi riflettenti e nella sua successiva trasformazione in una forma di energia facilmente utilizzabile. Nella maggior parte dei casi questi sistemi sono destinati alla produzione di energia elettrica.

2.1 Sistemi a torre con ricevitore centrale

I sistemi a torre sono costituiti da una serie di specchi piani, detti eliostati, che inseguono il moto del sole e riflettono la radiazione solare incidente su di un ricevitore montato in cima ad una torre posizionata al centro dell'impianto (figura 2.1). Ciascun eliostato dell'impianto ha una superficie riflettente che può variare dai 50 ai 150 m² e può essere realizzato con una serie di specchi leggermente concavi che riescono a concentrare una quantità maggiore di energia. Gli eliostati raccolgono e concentrano l'energia solare verso un ricevitore che assorbe e trasferisce l'energia ad un fluido di lavoro. Il sistema di trasporto del calore è costituito sostanzialmente da tubi, pompe e valvole che trasferiscono il fluido all'interno di un circuito chiuso attraverso il ricevitore, un sistema di accumulo termico (storage) e l'unità di conversione dell'energia.

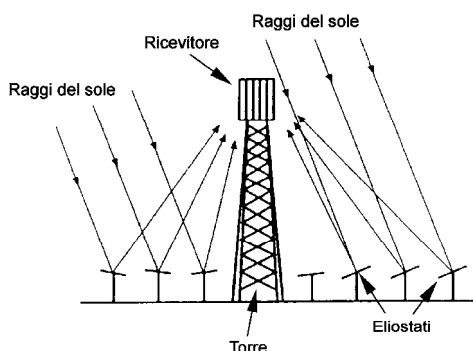


Figura 2.1 – Schema di un sistema a torre

Il sistema di accumulo termico, tipicamente, immagazzina sotto forma di calore sensibile l'energia raccolta che in questo modo può essere utilizzata durante la notte o in situazioni di cielo nuvoloso: attraverso l'accumulo è quindi possibile produrre energia elettrica in maniera abbastanza costante durante l'intero arco della giornata. L'accumulo permette inoltre di separare i sistemi di raccolta dell'energia da quelli di conversione in elettricità. In figura 2.2 è possibile vedere lo schema di funzionamento di una centrale che utilizza come fluido di lavoro dei sali fusi. Il fluido, inizialmente contenuto in un

serbatoio di accumulo freddo, viene poi riscaldato nel ricevitore, trasferito nel serbatoio caldo, utilizzato nell'unità di conversione dell'energia ed infine reimpresso nel serbatoio freddo. Il fluido di lavoro può essere acqua/vapore, sodio liquido o sali di nitrati fusi (nitrati di sodio e potassio) mentre la sostanza per l'accumulo termico può essere costituita da olio miscelato a rocce macinate, sali di nitrati fusi o sodio liquido. Il calore trasportato dal fluido viene utilizzato per la produzione di vapore all'interno dell'unità di conversione. Quest'ultima è costituita da un generatore di vapore, da una turbina, dal generatore di corrente e dalle relative apparecchiature di supporto che consentono tra l'altro il collegamento del sistema alla rete elettrica. Il ciclo termodinamico utilizzato è generalmente il ciclo Rankine a vapore. Dalla descrizione riportata risulta evidente come, una volta raccolta l'energia solare, il sistema sia molto simile ad una tradizionale centrale elettrica che utilizzi combustibile fossili.

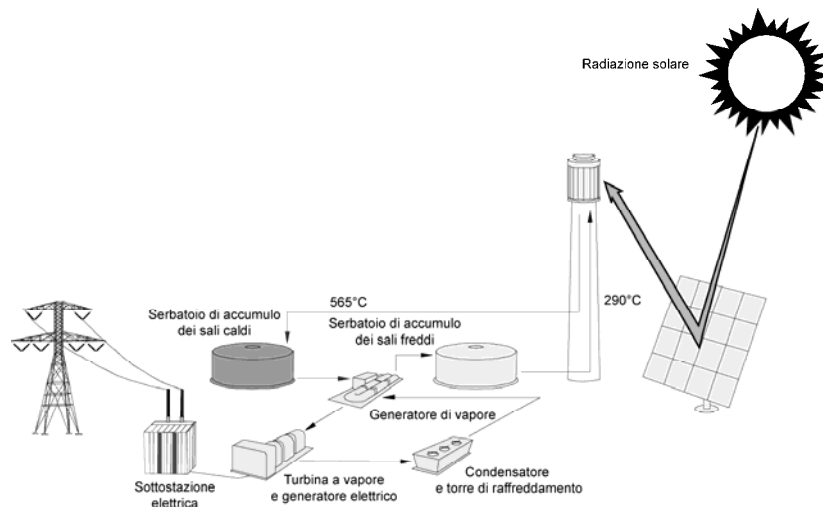


Figura 2.2 – Schema di una centrale che utilizza sali fusi

Il flusso solare medio che agisce sul ricevitore assume valori molto elevati che permettono il raggiungimento di temperature anche superiori a 1500°C : in questo modo si possono realizzare cicli termodinamici molto efficienti. I sistemi a torre possono inoltre essere integrati all'interno di centrali a combustibile fossile per un funzionamento ibrido in cui, grazie all'accumulo termico, la parte solare può operare alla potenza nominale per più della metà del tempo. Il collettore ed il ricevitore possono in generale essere collocati in tre modalità differenti: nella prima gli eliostati circondano completamente la torre solare ed il ricevitore, di forma cilindrica, ha un sistema di trasferimento del calore a superficie esterna; nella seconda configurazione gli eliostati sono posizionati a nord della torre (nell'emisfero boreale) ed il ricevitore ha un sistema di trasferimento del calore a superficie interna; nell'ultima tipologia gli eliostati sono posizionati a nord della torre ed il ricevitore è costituito da una superficie verticale piana che assorbe la radiazione in direzione nord. L'utilizzo di una tipologia piuttosto che un'altra è determinata sostanzialmente dal fluido di lavoro, dalla sostanza utilizzata per l'accumulo termico e dal ciclo termodinamico utilizzato. Rispetto ai collettori parabolici lineari i sistemi a torre presentano diversi vantaggi: il fluido di lavoro, quale ad esempio il nitrato di sodio e potassio, non è infiammabile e non è tossico; il ciclo termodinamico utilizzato ha un migliore rendimento dovuto all'innalzamento della temperatura fino a circa 565°C ; l'accumulo termico garantisce una produzione costante di energia; l'energia può essere convogliata in un unico ricevitore, minimizzando la necessità di

trasporto dell'energia termica e assicurando una elevata concentrazione che può essere convenientemente sfruttata nella produzione di energia elettrica. Gli svantaggi nell'uso di questa tecnologia risiedono invece nelle grandi dimensioni della torre solare (la cui altezza dipende dall'estensione del campo di specchi ed è proporzionale alla potenza dell'impianto), nelle difficoltà nella concentrazione della radiazione solare su un ricevitore posto a centinaia di metri di distanza e nella necessità di una buona precisione del sistema di puntamento dell'eliostato al fine di concentrare la radiazione sul ricevitore in maniera ottimale. Tra gli impianti fino ad ora realizzati uno dei più importanti è il Solar Two installato presso Daggett, California, che vanta una potenza elettrica in uscita pari a 10 MWe (figura 2.3).



Figura 2.3 – Impianto Solar Two presso Daggett, California

2.2 Sistemi con concentratori parabolici lineari

I concentratori parabolici lineari (conosciuti anche con la denominazione anglosassone parabolic-trough) sono realizzati applicando una superficie riflettente su un supporto di forma parabolica e posizionando lungo la linea focale del ricevitore un tubo assorbitore in metallo contornato da un tubo in vetro. Quest'ultimo è necessario a creare un ambiente sottovuoto in grado di ridurre le perdite di calore (figura 2.4). Quando la parabola è puntata verso il sole i raggi paralleli che incidono sulla superficie parabolica vengono riflessi sul tubo ricevitore al cui interno scorre un fluido che viene riscaldato a temperature che arrivano fino a 400°C. Il fluido viene pompato attraverso i tubi ricevitori e va ad alimentare una stazione di potenza posizionata al centro dell'impianto. Il calore trasportato dal fluido può quindi essere utilizzato per la generazione di vapore che a sua volta aziona una comune turbina a vapore atta alla produzione di energia elettrica. Per questi sistemi è sufficiente utilizzare un sistema di puntamento del sole a singolo asse: per questo motivo in genere si realizzano dei collettori modulari molto lunghi collegati in serie e disposti in file parallele che misurano anche centinaia di metri. Il collettore può essere orientato nella direzione Est-Ovest, inseguendo il sole da Nord a Sud, oppure nella direzione Nord-Sud ed inseguire il sole da Est ad Ovest. I vantaggi del primo sistema di puntamento risiedono nel fatto che durante il giorno sono

necessari solo poche regolazioni del concentratore e a mezzogiorno l'apertura è sempre puntata verso il sole. Le prestazioni del collettore durante le prime e le ultime ore del giorno sono tuttavia notevolmente ridotte a causa degli elevati angoli di incidenza. I ricevitori orientati nella direzione nord-sud, al contrario, registrano le maggiori perdite a mezzogiorno mentre hanno le migliori prestazioni al mattino e alla sera, quando il sole è posizionato ad est o ad ovest. Durante l'arco di un anno i ricevitori posizionati nella direzione nord-sud in genere raccolgono una quantità di radiazione leggermente superiore rispetto agli altri. I primi, tuttavia, raccolgono molta energia in estate e molta meno in inverno: il secondo tipo di orientamento, quindi, garantisce una produzione di energia più costante durante l'arco dell'anno. La scelta dell'orientamento deve allora risiedere nel tipo di applicazione prevista e se si ritiene sia necessaria maggiore energia in estate o in inverno.

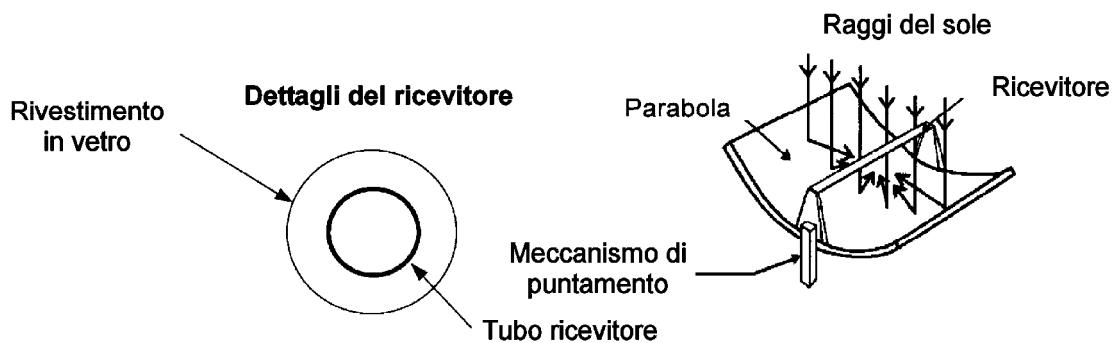


Figura 2.4 – Schema di un concentratore parabolico lineare

Come accennato in precedenza il concentratore di questo tipo di sistemi è parabolico. In genere viene posizionato un tubo lungo la linea focale per realizzare un ricevitore detto a superficie esterna. La dimensione del tubo, e quindi la concentrazione della radiazione solare, è determinata dalla dimensione dell'immagine solare riflessa e dalle tolleranze con cui il sistema è costruito. La superficie del ricevitore è in genere ricoperta da un rivestimento selettivo che possiede una elevata assorbanza per quanto riguarda la radiazione solare ma al tempo stesso un basso potere emissivo per ridurre le perdite per radiazione. In genere si posiziona un tubo di vetro attorno al ricevitore per ridurre le perdite per convezione: lo svantaggio è che la luce riflessa dal concentratore deve attraversare il vetro e poi raggiungere l'assorbitore, aggiungendo una perdita tanto maggiore quanto è bassa la trasmittanza del tubo esterno. In genere il tubo di vetro è ricoperto da un rivestimento antiriflettente per migliorare la trasmittività. Una ulteriore soluzione per ridurre le perdite di calore per convezione, specialmente nelle applicazioni ad alta temperatura, consiste nel creare il vuoto nello spazio tra il ricevitore ed il tubo di vetro. Per limitare i costi il più possibile e riuscire quindi ad avviare una produzione su vasta scala economicamente vantaggiosa è necessario non solo che il collettore abbia una elevata rigidità in rapporto al suo peso per contenere al minimo i materiali utilizzati, ma anche che la struttura del collettore sia realizzabile con processi costruttivi semplici ed economici. Nel corso degli anni sono state proposte diverse soluzioni strutturali quali ad esempio intelaiature di acciaio con un tubo di torsione centrale o travature reticolari a V. Sulla base dei test ambientali realizzati, inoltre, gli specchi in vetro sembrano essere le soluzioni migliori per quanto riguarda le superfici riflettenti. Sul mercato esistono tuttavia anche dei materiali riflettenti autoadesivi della durata di 5-7 anni. Il meccanismo di puntamento deve essere affidabile ed in grado di inseguire il

sole con un buon grado di accuratezza e permettere al collettore di tornare alla posizione di riposo durante la notte o quando il cielo è nuvoloso. In aggiunta il sistema di puntamento è utilizzato come mezzo di protezione del collettore: esso permette di ruotare il collettore per proteggerlo da condizioni ambientali e di lavoro sfavorevoli quali raffiche di vento, surriscaldamento o rottura del sistema di pompaggio del fluido di lavoro. I sistemi di puntamento possono essere di tipo meccanico o elettrico/elettronico. I sistemi elettronici garantiscono una maggiore affidabilità e accuratezza nel puntamento e possono a loro volta essere suddivisi in due categorie:

- Meccanismi che utilizzano motori controllati elettronicamente attraverso sensori che rilevano l'intensità dell'illuminazione solare
- Meccanismi che utilizzano motori controllati da un computer che riceve segnali dai sensori che misurano l'intensità del flusso solare sul ricevitore

La tecnologia dei collettori parabolici lineari è la più avanzata tra quelle presentate poiché è studiata da un numero maggiore di anni ed ha sviluppato un piccolo settore industriale per la produzione e la commercializzazione di questi sistemi. L'utilizzo predominante riguarda la generazione di energia elettrica o applicazioni che richiedano calore. L'impianto più grande attualmente esistente si trova nel deserto del Mojave presso Kramer Junction, California, ed è conosciuto con il nome di SEGS (Solar Electric Generating Systems). La potenza installata raggiunge un valore di 354 MWe (MW elettrici) ed un'immagine dell'impianto è visibile in figura 2.5.



Figura 2.5 – Impianto a collettori parabolici lineari presso Kramer Junction, California

Un'altra importante installazione è presente presso la Plataforma Solar de Almeria (PSA) nel sud della Spagna. L'impianto è caratterizzato da una potenza di 1.2 MW ed è utilizzato per scopi sperimentali. Nonostante l'ottenimento di potenze installate anche significative questa tecnologia presenta alcune limitazioni che ne hanno impedito un'ampia diffusione. L'intermittenza e la variabilità della fonte solare, infatti, costringono tali impianti ad integrare la produzione di energia attraverso l'utilizzo di combustibili fossili che in parte vanificano la produzione di energia pulita. L'efficienza degli impianti è inoltre piuttosto bassa a causa della limitata efficienza del sistema di raccolta e della temperatura piuttosto bassa del fluido di lavoro che spesso è anche altamente tossico e infiammabile. Per quanto riguarda la produzione di energia elettrica l'ENEA ha progettato un sistema che combina le tecnologie dei collettori parabolici lineari e dei sistemi a torre, prevedendo una serie di innovazioni che permettono di superare i punti critici di entrambe. La geometria utilizzata è del tipo parabolico lineare

ma le innovazioni tecnologiche adottate permettono l'utilizzo di sali fusi e quindi delle alte temperature tipiche dei sistemi a torre.

Le innovazioni principali sono diverse e prevedono:

- Utilizzo di un sistema di accumulo termico costituito da due serbatoi di stoccaggio di grandi dimensioni mediante il quale l'impianto può erogare una potenza elettrica costante nell'arco delle 24 ore, indipendentemente dalla variabilità della fonte solare.
- Incremento della temperatura di funzionamento dell'impianto (circa 550°C). Questa innovazione richiede da un lato l'utilizzo di un fluido termovettore (miscela di nitrati di sodio e di potassio) diverso dall'olio sintetico impiegato negli impianti attualmente in esercizio e, dall'altro, un sostanziale miglioramento delle proprietà ottiche del rivestimento del tubo ricevitore che permetta un migliore assorbimento del calore.
- Progettazione di un nuovo tipo di concentratore, basato sull'impiego di componenti in grado di assicurare una significativa riduzione dei costi di realizzazione e posa in opera.

Il sistema dovrebbe avere costi inferiori a quelli previsti dagli impianti a torre e, nel contempo, sfruttare tutta l'esperienza operativa acquisita dalla ormai matura tecnologia modulare dei collettori parabolici lineari. Al fine di arrivare allo sviluppo di prodotti industriali con prestazioni e costi che consentano la diffusione su vasta scala degli impianti solari a concentrazione, l'ENEA sta conducendo un importante programma di ricerca e sviluppo su materiali e componenti. In particolare, l'Ente ha progettato e realizzato, presso il Centro Ricerche Casaccia, l'impianto Prova Collettori Solari utilizzato per la prova e qualificazione di due moduli di collettori parabolici da 50 metri in condizioni reali di esercizio (figura 2.6). L'impianto ha lo scopo di testare la validità di tutte le innovazioni tecnologiche introdotte dall'ENEA ed è realizzato in scala reale con componenti di origine industriale. L'impianto è operativo dal dicembre 2003 e consente di provare sul campo il collettore solare, il tubo ricevitore, le tubazioni e la circolazione del sale fuso nelle stesse configurazioni di un impianto industriale di serie. Il circuito è dotato anche di un accumulo termico per la verifica delle sue modalità operative benché in scala ridotta rispetto a quello degli impianti finali. Vista la modesta entità dell'energia raccolta, inoltre, il calore è dissipato in aria attraverso un aerostato.



Figura 2.6 – Impianto Prova Collettori Solari presso il Centro Ricerche Casaccia

Nell'ottica di una realizzazione di un impianto prototipo di dimensioni consistenti è stato firmato un accordo di collaborazione ENEA-ENEL ed istituito un gruppo di lavoro congiunto per elaborare il Progetto Archimede. Tale progetto prevede l'integrazione di un impianto solare avanzato all'interno di un impianto termoelettrico convenzionale a ciclo combinato (ad esempio nella centrale di Priolo Gargallo, Siracusa). In questo modo è possibile affidarsi ad un sito, ad un sistema di produzione elettrica e ad infrastrutture già esistenti, limitando al massimo i costi per la parte convenzionale dell'impianto e concentrando l'investimento sui componenti innovativi della nuova tecnologia. In tal caso, inoltre, l'incremento di potenza può essere ampiamente modulato nell'arco della giornata, facendo sì che la produzione elettrica aggiuntiva dell'impianto solare avvenga nelle ore in cui è maggiore la domanda da parte delle utenze esterne. I concentratori solari parabolici sono uno degli elementi di base di un impianto solare a concentrazione. Lo schema funzionale di un impianto solare termodinamico è, ad esempio, mostrato in Figura 2-7.

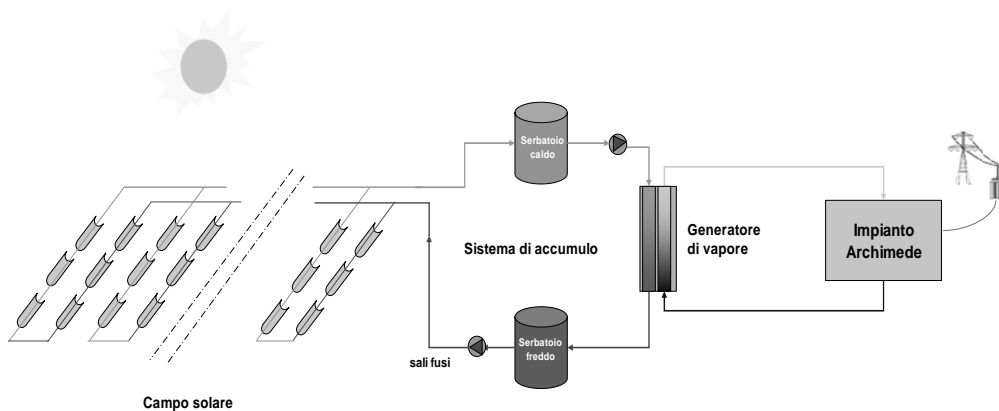


Figura 2-7: Schema funzionale di un impianto solare termodinamico

I principali elementi dell'impianto sono:

- il campo solare,
- il sistema di accumulo,
- il generatore di vapore,
- i sistemi ausiliari per l'avviamento ed il controllo dell'impianto.

Il campo solare rappresenta il cuore dell'impianto; in esso viene raccolta, concentrata ed assorbita la radiazione solare che sostituisce il combustibile ed il generatore di energia termica degli impianti convenzionali. Esso è costituito da collettori parabolici lineari disposti in file parallele, ciascuna delle quali è formata da più elementi collegati in serie a costituire il singolo modulo o stringa. Il campo solare presenta quindi una struttura di tipo modulare: il numero di moduli determina l'energia termica raccolta e quindi la potenza dell'impianto. I collettori sono costituiti da un riflettore di sezione parabolica (il concentratore) che raccoglie e concentra continuamente, tramite un opportuno sistema di controllo, la radiazione diretta del sole su un ricevitore lineare, disposto sul fuoco della parabola, al cui interno viene fatto circolare un fluido per il trasporto del calore assorbito dal ricevitore. In Figura 2-8 sono mostrati i collettori di tipo innovativo sviluppati dall'ENEA e provati in condizioni di esercizio in un'apposita struttura sperimentale realizzata nel Centro Ricerche della Casaccia (Roma). La disposizione dei collettori sul campo solare può avvenire secondo diversi orientamenti. Le disposizioni classiche sono quelle con l'asse dei collettori orientato secondo la direzione Nord - Sud oppure Est - Ovest, ma sono possibili anche orientamenti

intermedi. La scelta dipende principalmente dall'ampiezza e dalla conformazione del sito, dalla latitudine della località e dal tipo di funzionamento previsto per l'impianto.



Figura 2-8: Collettori solari in prova presso il centro ENEA della Casaccia

2.3 Sistemi con concentratori a disco

Allo stato attuale l'utilizzo più diffuso dei concentratori parabolici a disco è quello deputato alla produzione di energia elettrica. Gli elementi fondamentali di questo tipo di concentratori sono il concentratore solare (detto anche disco o, con terminologia anglosassone, dish), il ricevitore a cavità ed il motore accoppiato al generatore di corrente elettrica. Per motivi che verranno precisati in seguito il motore sfrutta il ciclo termodinamico di Stirling ed assume il nome di motore Stirling. In seguito, quindi, si farà riferimento a questi sistemi indicandoli con il nome di dish/Stirling. Quanto esposto riguardo i concentratori, tuttavia, può essere generalizzato a sistemi a disco che prevedano la conversione di energia in altri modi o sfruttino la radiazione solare concentrata per altri scopi.

I compiti fondamentali svolti dai tre componenti sopra elencati sono i seguenti:

- Il concentratore ha lo scopo di riflettere i raggi del sole all'interno del ricevitore a cavità posizionato nel fuoco del concentratore stesso. Un sistema di puntamento del sole permette la rotazione del concentratore lungo due assi facendo sì che il suo asse ottico sia sempre puntato nella direzione del sole.
- Il ricevitore a cavità assorbe l'energia solare concentrata dal sole. L'energia termica provvede quindi a riscaldare il fluido di lavoro del motore Stirling.
- Il motore Stirling consiste di un sistema sigillato riempito di un gas di lavoro (in genere idrogeno o elio) che viene ripetutamente scaldato e raffreddato. Il motore lavora comprimendo il gas quando è freddo ed espandendolo quando è caldo. Poiché il lavoro prodotto durante l'espansione è maggiore di quello richiesto per la compressione si ottiene lavoro utile al compimento di ogni ciclo termodinamico. L'energia meccanica necessaria alla produzione di energia elettrica è ottenuta dai pistoni del motore che si muovono in seguito alle variazioni di pressione che caratterizzano il ciclo termodinamico. La conversione dell'energia meccanica in energia elettrica avviene infine attraverso un generatore o un alternatore.



*Figura 2.9 – Sistema McDonnell
Douglas/Southern California Edison da 25 kWe*



*Figura 2.10 – Sistema Cummins
Power Generation da 7.5 kWe*



Figura 2.11 – Sistema Eurodish da 10 kW presso il CESI, Milano

I concentratori solari utilizzati nei sistemi dish/Stirling sono nella maggior parte dei casi dei concentratori solari parabolici con fuoco puntuale. La superficie riflettente, in genere vetro o plastica contenenti uno strato metallico, riflette la luce incidente in una piccola regione chiamata fuoco. Poiché essi concentrano l'energia solare in due dimensioni è necessario che seguano il cammino del sole lungo due assi. La dimensione del collettore è determinata dalla potenza in uscita richiesta al massimo livello di insolazione (in genere fissato a 1000 W/m^2) e dalle efficienze del collettore e dell'unità di conversione dell'energia. Con le tecnologie attuali un dish che fornisca 5 kWe richiede un diametro di circa 5.5 metri mentre un sistema da 25 kWe necessita di un diametro di circa 10 metri.

Materiali riflettenti

Come accennato la maggior parte dei concentratori utilizza una superficie riflettente per concentrare i raggi del sole in una zona più piccola. Tale superficie può essere di alluminio o argento ed è collocata nella parte anteriore o posteriore di superfici di vetro o plastica. Quando l'argento o l'alluminio sono depositati sulla superficie posteriore di un materiale protettivo trasparente si utilizza il nome di specchio a superficie posteriore o a superficie secondaria (back surfaced o second surface mirror). La qualità della superficie riflettente è misurata dalla riflettanza e dalla specularità. La riflettanza è la percentuale di luce incidente che viene riflessa dalla superficie. La specularità è una misura della capacità che una superficie ha nel riflettere la luce senza che essa venga dispersa ad angoli che siano diversi dall'angolo di incidenza. Una superficie ideale riflette tutti i raggi incidenti ad un angolo uguale ed opposto a quello di incidenza. L'argento lucidato è il materiale che possiede la più alta riflettanza per quanto riguarda lo spettro di emissione solare. L'alluminio riflette gran parte dello spettro solare ma non raggiunge l'elevata riflettanza dell'argento. Di seguito sono riportate alcune delle soluzioni maggiormente utilizzate.

- Vetro argentato a superficie posteriore - Questo tipo di specchi è realizzato argentando per via elettrolitica (silver plating) la superficie di un foglio di vetro, applicando nuovamente per via elettrolitica uno strato protettivo di rame ed infine ricoprendo il tutto con una vernice. Questa tecnica è utilizzata da molti anni nelle applicazioni domestiche, come ad esempio negli specchi da bagno. Negli specchi tradizionali, tuttavia, il vetro è spesso ed è quindi molto difficile piegarlo nella forma desiderata. Questi specchi inoltre hanno una bassa trasmittanza poiché il vetro comune contiene ferro. Sebbene una superficie di argento lucidato raggiunga una riflettanza del 98% lo specchio che ne risulta non assicura le stesse prestazioni in quanto la luce deve passare due volte attraverso lo spesso strato di vetro a bassa trasmittanza. Per incrementare le prestazioni sono stati quindi sviluppati degli specchi a vetro sottile. Il vetro è in genere privo di ferro e non assorbe pesantemente la luce solare. Questo tipo di specchi può raggiungere una riflettanza del 95%.
- Film plastici riflettenti - Una grande varietà di film plastici con un rivestimento di alluminio depositato per evaporazione sulla superficie posteriore è utilizzata da molti anni come superficie riflettente per concentratori solari. Nonostante le proprietà ottiche e meccaniche di molte plastiche degradino dopo una lunga esposizione ai raggi ultravioletti gli additivi stabilizzanti rallentano efficacemente questo fenomeno. Uno svantaggio dei film plastici è che essi non possono essere puliti meccanicamente come il vetro.
- Metallo lucidato - Le superfici riflettenti utilizzate nei primi concentratori erano fogli di alluminio lucidato. Questi fogli sono disponibili in grandi dimensioni e ad un costo relativamente contenuto. Grossi svantaggi risiedono nella moderata riflettanza (circa 85%) e nella scarsa resistenza agli agenti atmosferici.
- Sol-gel - I materiali di tipo sol-gel hanno la caratteristica di poter essere applicati come una vernice e, una volta curati, di formare un rivestimento simile al vetro. In questo modo è possibile applicare un rivestimento riflettente direttamente su una superficie strutturale di acciaio inossidabile o alluminio che può essere adeguatamente protetta dalla corrosione atmosferica attraverso il rivestimento sopra indicato.

Forma e struttura

La forma ideale della superficie riflettente di un concentratore solare è il paraboloide. Questa forma è la più indicata in quanto un paraboloide riflettente concentra tutta la radiazione solare che giunge dal sole in una regione molto piccola del punto focale. Spesso, tuttavia, è più semplice realizzare delle superfici sferiche: la capacità di concentrare i raggi solari di queste superfici approssima quella del paraboloide quando la zona di concentrazione è distante molti diametri dalla superficie riflettente (in pratica la curvatura della superficie deve essere molto piccola).

L'obiettivo nella progettazione di un concentratore è di ricoprire una vasta area con una superficie riflettente realizzando una struttura di supporto sufficientemente rigida per mantenere la forma desiderata e resistente per sopportare le azioni della natura. Tra queste il vento è sicuramente quella più gravosa. Le soluzioni progettuali possono quasi tutte essere raggruppate nelle categorie seguenti:

- Superficie ottica strutturale - Questa realizzazione è piuttosto comune e prevede l'unione degli elementi ottici con quelli strutturali. Una di queste soluzioni prevede l'utilizzo di superfici metalliche stampate di forma triangolare imbullonate lungo gli spigoli. Altre soluzioni prevedono la sostituzione delle superfici metalliche con pannelli in honeycomb, vetro multicellulare, balsa o fogli metallici corrugati che servono a distanziare uno strato esterno, che serve da superficie ottica, da uno interno. Questi schemi progettuali hanno l'inconveniente che la struttura può essere eccessivamente pesante e al tempo stesso non essere efficiente da un punto di vista strutturale, con la conseguenza che possono generarsi deformazioni anche di entità notevole.
- Struttura reticolare - Questo schema progettuale separa gli elementi ottici da quelli strutturali. In questo caso si utilizzano degli efficienti elementi strutturali tubolari o delle travature reticolari per sorreggere le faccette realizzate in materiale riflettente. Alcuni concentratori utilizzano questa seconda struttura con diverse faccette di specchi a curvatura sferica allineate in modo tale da approssimare nel loro complesso un paraboloide (figura 2.12). Questo approccio consente una accurata messa a fuoco della struttura ma ovviamente richiede una maggiore precisione nella realizzazione e nel montaggio rispetto alla tipologia precedente. A suo favore giocano la leggerezza e l'efficienza strutturale.

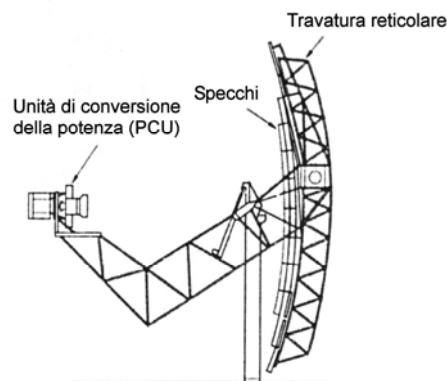


Figura 2.12 – Concentratore parabolico a disco supportato da una travatura reticolare

- Membrana tesa - Un'ulteriore modalità nella realizzazione dei concentratori solari prevede l'utilizzo della cosiddetta membrana tesa (stretched membrane).

In questo caso una sottile membrana riflettente viene tesa lungo una circonferenza utilizzando una seconda membrana che ha il compito di chiudere lo spazio retrostante. Si realizza un vuoto parziale all'interno di questo spazio e si conferisce così alla membrana una forma concava. Poiché una circonferenza sottoposta ad una compressione uniforme è un elemento strutturale altamente efficiente è possibile utilizzare una struttura di supporto molto leggera. La leggerezza della superficie riflettente e l'efficienza strutturale di questo tipo di concentratori riducono sensibilmente i costi di progettazione, realizzazione ed allineamento. Lo svantaggio più grande di questo tipo di struttura è che quando si realizza il vuoto la superficie riflettente assume una forma sferica. Per compensare da un punto di vista ottico questo problema si devono utilizzare delle lunghezze focali elevate in modo tale da poter approssimare la sfera al paraboloide. In questo modo possono essere progettati concentratori che utilizzino specchi sferici ad elevata lunghezza focale. Possono essere costituiti da molte e piccole faccette riflettenti montate su una struttura reticolare e allineate ciascuna in un singolo punto focale o da una singola membrana con un ricevitore posizionato lontano dal concentratore. Se il concentratore è costituito da una superficie unica la struttura reticolare può essere eliminata completamente. Questo approccio richiede di preformare una sottile membrana metallica oltre il proprio limite elastico utilizzando un carico non uniforme in modo tale che durante l'applicazione del vuoto la membrana formi un paraboloide piuttosto che una sfera. Per quest'ultima soluzione si osservi la figura 2.13.

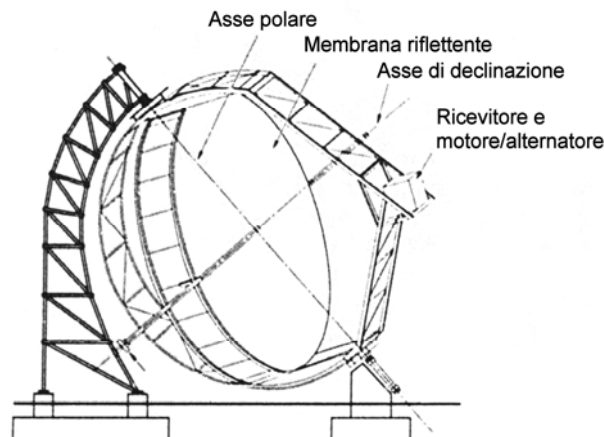


Figura 2.13 – Concentratore solare a disco che utilizza la membrana tesa

Puntamento

Come accennato in precedenza i concentratori a disco, oltre a possedere forma e materiali riflettenti appropriati, devono mettere a fuoco la maggior quantità possibile di luce inseguendo il cammino del sole. Il concentratore deve essere in grado di muoversi lungo due assi indipendenti in modo tale che i raggi del sole rimangano paralleli all'asse del concentratore. A questo scopo sono possibili due metodi alternativi:

- Metodo di puntamento azimut-elevazione - Il disco ruota in un piano parallelo alla terra (azimut) ed in un altro piano perpendicolare ad esso (elevazione). Ciò permette al collettore di ruotare nelle direzioni alto-basso e destra-sinistra. Le velocità di rotazione attorno a ciascun asse variano durante la giornata ma possono essere calcolate. A tale proposito si osservi nuovamente la figura 2.12.

- Metodo di puntamento polare - Il collettore ruota attorno ad un asse parallelo all'asse di rotazione della terra. Il collettore ruota ad una velocità costante di 15 gradi per ora, cioè la stessa velocità di rotazione della terra. L'altro asse di rotazione, l'asse di declinazione, è perpendicolare all'asse polare. I movimenti attorno a questo asse avvengono molto lentamente e variano di ± 23.5 gradi nell'arco di un anno (velocità massima di 0.0016 gradi ogni ora). In figura 2.13 si può notare un concentratore che utilizza questo sistema di inseguimento.

2.4 Elementi strutturali

Nel seguito del documento si farà riferimento ad un concentratore solare parabolico lineare i cui principali elementi strutturali sono riportati in Tabella 2-1. Occorre sottolineare che il concentratore solare è composto principalmente da 3 sistemi: il sistema di concentrazione, quello di torsione e quello di supporto. Altri elementi fondamentali, ma non completamente trattati in questo documento, sono il sistema di fondazione e quello di movimentazione.

	Sottosistemi	Elementi	Particolari
Sistema di concentrazione	Superfici riflettenti	Specchi	
		Collegamenti specchio – struttura	Snodi incollati/bullonati
	Struttura supporto specchi	Correnti	
		Collegamento corrente – centina	Bulloni
		Centina	
		Collegamento centina – tubo torsione	Piastra saldata
Supporti ricevitore		Bulloni	
Sistema di torsione	Tubo-piastra-perno	Tubo di torsione	
		Collegamento tubo di torsione – piastra	Bulloni
		Piastra	
		Collegamento piastra – perno	Saldatura
		Perno	
Supporti modulo	Supporto intermedio/finale	Cerniera cilindrica	Bulloni
		Collegamenti cerniera – supporto	
		Struttura intelaiata	
		Piastra	
		Tirafondi	
	Supporto motore	Cerniera cilindrica	Bulloni
		Collegamenti cerniera – supporto	
		Struttura intelaiata	
		Struttura sostegno motore	
		Piastra	
Altro	Fondazioni	Pali e/o plinti	
		Tirafondi	
	Movimentazione	Motore / pistoni etc.	

Tabella 2-1 – Elementi strutturali di un concentratore solare parabolico lineare

Il collettore solare è suddiviso in due “rami” posti simmetricamente ai lati di un unico “sistema di movimentazione”, posto al centro del collettore stesso, che li fa ruotare simultaneamente. Ciascuno dei due rami è composto da un uguale numero di “moduli” (ad es. 4), fra loro uguali, collegati meccanicamente in serie.

Ciascun modulo è costituito da una struttura portante, dalle superfici riflettenti, dai piloni di appoggio al suolo e dalla linea di tubi ricevitori con relativi supporti. La lunghezza del modulo è definita dal numero di tubi ricevitori supportati: ad esempio,

fissato in 3 unità tale numero, lo sviluppo complessivo di un modulo risulta essere di circa 12 m. La lunghezza dei collettori dipende dal numero di moduli che costituiscono la singola linea e può variare tra 50, 75 e 100 m. La distanza tra le varie file di collettori è stata fissata pari a 2 volte l'apertura del collettore. Tale valore è scelto in modo da ottimizzare l'occupazione di area cercando di ridurre l'effetto delle ombre tra i collettori e garantire il passaggio di macchine operatrici per le attività di montaggio e di manutenzione. Il sistema collettore solare deve essere collegato ad una rete di alimentazione elettrica per il funzionamento dei suoi organi attivi e ad un sistema di gestione centrale dell'impianto che ne definisce costantemente lo stato operativo e ne imposta i parametri di funzionamento.

2.4.1 Superfici riflettenti

La parte riflettente del sistema di concentrazione è costituita da una struttura che realizza una porzione di superficie cilindrica, la cui sezione retta è una parabola di apertura e fuoco assegnati. Nel caso del concentratore di 50 m, realizzato presso CR ENEA Casaccia, la scelta è caduta su un'apertura di 5.9 m e fuoco distante 1.81 m dal vertice della parabola. La superficie generata dalla traslazione di un arco di parabola lungo una linea retta perpendicolare al piano della parabola stessa è detta superficie "cilindrico-parabolica". La funzione matematica che definisce il profilo della sezione retta di detta superficie è pertanto quella della parabola, cioè: $y=x^2/4f$, in cui f è la distanza vertice–fuoco. Gli elementi riflettenti vengono montati sulla struttura non perfettamente contigui, ma presentano tra l'uno e l'altro delle aperture limitate per evitare interferenze meccaniche durante l'esercizio o per esigenze di montaggio.

L'estensione di tali discontinuità della superficie riflettente è contenuta entro il limite del 2% della superficie totale.

2.4.2 Struttura di supporto

La struttura di supporto del collettore di acciaio è di tipo modulare. Essa è costituita da elementi uguali che formano la struttura di ciascun modulo di 12m di lunghezza, ed è composta da una "parte mobile", che può ruotare per orientare al meglio le superfici riflettenti del concentratore, e da una "parte fissa", che garantisce il sostegno ed il collegamento al terreno della parte mobile. In Figura 2-14 si mostra, a titolo di esempio, la struttura di supporto realizzata presso CR ENEA Casaccia, per il collettore di 50 m.

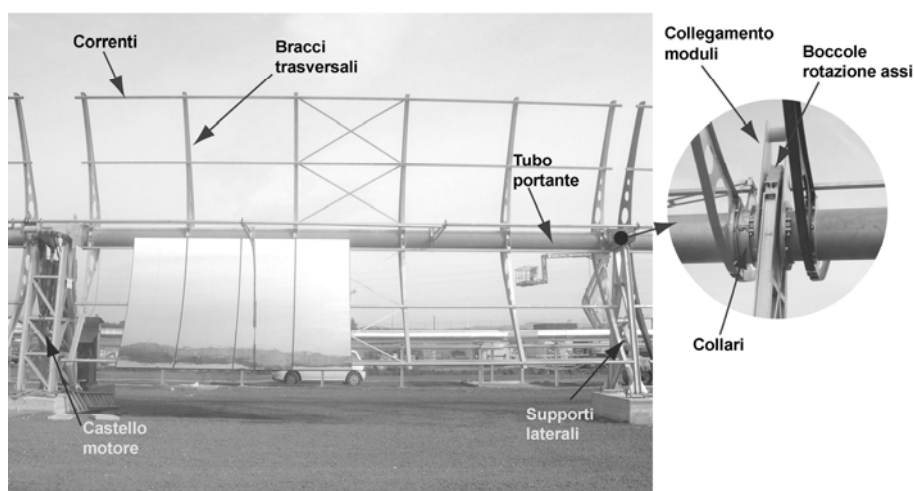


Figura 2-14: Struttura dell'elemento modulare del collettore solare ENEA di 50 m

La rotazione del sistema di concentrazione avviene su un asse passante per il baricentro della parte mobile dei moduli, allo scopo di minimizzare l'energia necessaria per la rotazione delle parabole; la trave principale reca, pertanto, alle estremità, due piastre di acciaio, mediante le quali si trasferisce il carico sui piloni di supporto, in corrispondenza dell'asse di rotazione. I piloni costituiscono la parte fissa del sistema di concentrazione e la loro altezza è progettata in modo tale da consentire la rotazione libera della parte mobile, entro gli angoli definiti dalle diverse condizioni operative del concentratore. Al contrario dei piloni di supporto dei singoli moduli che sono tra loro uguali, il pilone centrale del sistema di concentrazione è disegnato in modo da accogliere il sistema di movimentazione dell'intero collettore ed quindi adeguatamente rinforzato. La funzione del sistema di supporto dei tubi ricevitori è di mantenere in posizione il ricevitore, assecondando le dilatazioni termiche occorrenti nel tubo metallico assorbitore, e sostenendo il peso ed i carichi del vento ad esso applicati. Poiché i tubi ricevitori sono tra loro connessi mediante saldatura, la dilatazione termica si accumula su tutta la lunghezza del ramo del collettore per poi venire compensata da idonei raccordi con il collettore contiguo o con la rete primaria. Nella Figura 2-15 è riportato uno schema di principio del sistema di sostegno del tubo ricevitore e del meccanismo di compensazione della dilatazione sulla linea.

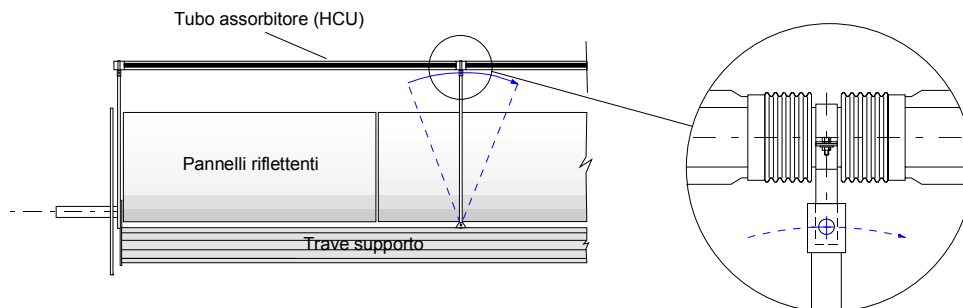


Figura 2-15: Dettaglio del supporto del tubo ricevitore

Il sistema di supporto (di cui è segnalata il possibile moto in azzurro in Fig. 2-5) deve essere in grado di compensare le dilatazioni termiche della linea tubo ricevitore. I soffietti indicati nel particolare servono per compensare le dilatazioni differenziali fra vetro e acciaio del tubo ricevitore. Per tutti i componenti del collettore soggetti a corrosione sono previsti idonei rivestimenti protettivi, tenendo presente che la vita utile dei concentratori parabolico – lineari è stata fissata pari a 30 anni.

2.4.3 Sistema di inseguimento

Il sottosistema di inseguimento svolge il ruolo fondamentale di movimentare il collettore durante la fase di captazione dei raggi solari, in modo da posizionarlo costantemente con gli assi delle sezioni paraboliche giacenti su un piano definito dall'asse del tubo ricevitore e dalla direzione attuale della radiazione incidente. Pertanto la rotazione avviene su un solo asse, perpendicolare alle sezioni paraboliche del collettore.

2.5 Descrizione funzionale e stati operativi

Il sistema “collettore solare” è concepito come un apparato indipendente in grado di realizzare la funzione di puntamento del disco solare con la necessaria precisione, al fine di concentrare l'energia solare disponibile in forma di radiazione diretta e trasferirla sotto forma di calore al fluido termo-vettore che circola nel circuito primario

dell'impianto. A tal fine il collettore solare è configurato come una superficie riflettente cilindrico-parabolica con un tubo ricevitore centrale, in prima approssimazione coassiale con la linea focale. La superficie riflettente deve essere in grado di ruotare attorno ad un asse parallelo all'asse del tubo ricevitore, in modo da realizzare costantemente la condizione di parallelismo tra la radiazione incidente ed il piano che contiene gli assi delle sezioni paraboliche. In tal modo la luce solare incidente sulle superfici riflettenti e da queste concentrata viene costantemente intercettata dal tubo ricevitore, in qualsiasi posizione assunta dal sole durante il suo moto apparente. Le prestazioni del collettore solare, sia in termini di resistenza meccanica sia di precisione ottica, sono correlate da un lato alla rigidità della struttura e dall'altro all'entità dei carichi ad essa applicati. Per un collettore solare il carico predominante è quello che deriva dall'azione del vento sulla struttura e che si esplica in una distribuzione di pressione agente sulle superfici del concentratore stesso. Per un concentratore solare possono essere ipotizzate le condizioni operative di base di Tabella 2-2, alle quali potranno essere associate le relative condizioni di progetto.

<i>Livello</i>	<i>Condizione</i>
W1	Rispondere ai requisiti di prestazione in condizioni operative normali con venti leggeri. L'efficienza di concentrazione deve essere la massima possibile per velocità del vento inferiori ad un valore v_1 caratterizzante questo livello.
W2	Rispondere ai requisiti di prestazione in condizioni operative normali con venti medi. L'efficienza di concentrazione va gradualmente a diminuire per velocità del vento comprese tra $v1$ e $v2$. La velocità del vento $v2$ è caratterizzante per questo livello.
W3	Transizione tra le condizioni operative normali e la posizione di sopravvivenza per venti medio - forti o forti. La sopravvivenza deve essere assicurata in qualsiasi posizione per venti medio - forti. La motorizzazione deve essere in grado di portare il collettore nella posizione di salvaguardia per qualsiasi velocità del vento compresa tra $v2$ e $v3$. La velocità del vento $v3$ è caratterizzante per questo livello.
W4	Sopravvivenza per forti venti in posizione di riposo. La velocità del vento di sopravvivenza deve essere adattata alle richieste del sito secondo quanto previsto dalla normativa. La velocità del vento $v4$ è caratterizzante per questo livello.

Tabella 2-2 - Condizioni operative

2.6 Requisiti principali

In base a quanto riportato nei punti precedenti, i principali requisiti per un concentratore solare possono essere così riassunti:

- **Sicurezza** : Le strutture del collettore che assolvono a funzioni statiche devono garantire livelli adeguati di sicurezza al fine di salvaguardare la pubblica incolumità, come richiesto dalla legge 1086/71. Ciò, in altre parole, si esplica in una opportuna resistenza o fattore di sicurezza per il manufatto.
- **Prestazione ottica**: La struttura deve garantire una rigidità tale da ottenere, sotto il carico di esercizio, spostamenti e rotazioni contenuti in modo da mantenere il livello di prestazione ottica, legato alla capacità di concentrare sul ricevitore la radiazione riflessa dagli specchi, nei limiti richiesti.

- Funzionalità meccanica : La deformabilità della struttura deve essere tale da non produrre interferenza tra le parti mobili e fisse della struttura ai carichi di esercizio.
- Economicità : Rispondere al requisito di economicità tipico di componenti di impianto che utilizzano fonti energetiche rinnovabili: costi di impianto non contenuti conducono allo sfruttamento non competitivo di dette fonti. Ciò può comportare un calcolato livello di danneggiamento della struttura sotto eventi estremi, fermi restando i requisiti legati alla pubblica incolumità.

2.7 Riferimenti

- [1] A. Antonaia, M. Avitabile, G. Calchetti, T. Crescenzi, G. Cara, G. M. Giannuzzi, A. Maccari, A. Miliozzi, M. Rufoloni, D. Prischich, M. Vignolini, C. Rubbia - *Progetto di massima del collettore parabolico lineare per impianto solare* - ENEA/TM/PRES/2001_9
- [2] D. Prischich, G. B. Dusi, A. De Luca, A. Miliozzi, G. M. Giannuzzi. - *Relazione di calcolo della struttura portante e dei pannelli riflettenti del collettore prototipo per l'impianto PCS* - ENEA Progetto Solare Termodinamico, SOL/RS/2003/26, 01/10/2003, pp.1-40

3 Classificazione della struttura

Il concentratore solare, oggetto della presente analisi è classificabile, sulla base della sua descrizione funzionale e del quadro legislativo e normativo attualmente vigente, nel seguente modo:

STRUTTURA SPECIALE, AD ASSETTO VARIABILE, PREFABBRICATA

Tale definizione è costituita da 3 aggettivi ognuno dei quali può avere importanti implicazioni sia da un punto di vista progettuale che legislativo.

Nei seguenti paragrafi cercheremo di chiarire questi aspetti.

3.1 Struttura speciale

La definizione “speciale” per la nostra struttura deriva direttamente dalla suddivisione in classi e categorie secondo il criterio della “Tariffa per prestazioni professionali” come risulta dalla Legge 143/49 (rif. [1]). Al capo II di tale Legge, è riportata la seguente classificazione: Costruzioni edilizie – Costruzioni stradali e ferrovie – Opere idrauliche – Impianti e servizi industriali – Costruzioni meccaniche – Elettrotecnica. L’art. 14 stabilisce una suddivisione delle opere in classi e categorie, sulla base di definizioni delle opere, utili per successive determinazioni in materia di Tariffa professionale. L’opera in esame potrebbe rientrare in una delle seguenti classi:

- **Classe II – Impianti industriali completi** e cioè: macchinario, apparecchi, servizi generali ed annessi necessari allo svolgimento dell’industria e compresi i fabbricati, quando questi siano parte integrante del macchinario e dei dispositivi industriali.
 - Trattandosi di opera specifica e del tutto innovativa (Impianto per la produzione di energia a partire dalla sorgente solare), essa non è citata in alcuna delle tre categorie in cui tale classe di opere è stata suddivisa alla data di concezione della legge.
- **Classe V – Macchine isolate e loro parti.**
 - Questa classe non è ulteriormente suddivisa in categorie.
- **Classe IX – Ponti, manufatti isolati, strutture speciali.**
 - Classe b) Dighe, conche, elevatori. Ponti in ferro. Opere metalliche di tipo speciale di notevole importanza costruttiva e richiedenti calcolazioni particolari.

Dalla analisi funzionale dell’opera emerge chiaramente la sua valenza di struttura speciale, per la quale sono previste particolari disposizioni progettuali e costruttive, vista anche l’innovatività della stessa nel panorama costruttivo attuale. Assegnata configurazione angolare, viene a determinarsi la natura dell’opera coincidente con una struttura speciale di acciaio in elevazione, fondata su elementi di calcestruzzo semplice o armato e connessa ad un suolo di fondazione avente caratteristiche strettamente correlate al sito prescelto, anche sotto il profilo sismico. Dal punto di vista strutturale entrano in gioco le caratteristiche dinamiche dell’opera, in un contesto fortemente influenzato non solo dalle oscillazioni prodotte dai motori, ma anche da quelle provocate dai venti dominanti o dall’azione sismica. Si noti che, a riguardo della determinazione della suddetta Tariffa professionale (rif. [2]), per un importo dell’opera intorno ai 10 M€, le percentuali degli onorari dovuti al professionista coincidono con quelli riportati in Tabella 3-1. Da qui si nota la maggiore importanza dell’opera se

ricadente nelle classi V e IXb rispetto alla classe II. Si dovrebbe però distinguere l'importo delle parti strutturali da quello proprio delle parti meccaniche, in modo da individuare le percentuali secondo criteri più appropriati.

Importo (M€)/classe	II	V	IXb
10	2.7 ÷ 3.7	4.71 (1)	4.61

Tabella 3-1 – Esempio di tariffe professionali

Tenendo conto delle precedenti considerazioni, si può quindi affermare che la struttura in esame è una struttura speciale, avente notevole importanza costruttiva per le funzioni svolte e per la ripetitività dei suoi elementi costituenti, aspetto che mette in evidenza l'importanza della richiesta di ottimizzazione strutturale, collegata ai requisiti di economicità dell'opera. Tale struttura richiede inoltre calcolazioni particolari poiché alcune sue parti sono mobili, benché in lenta rotazione. Simultaneamente la struttura è soggetta all'azione del vento, anche di rilevante entità, per via dell'ampia apertura che possono avere le superfici riflettenti atte ad intercettare i raggi solari. Di non minore importanza sono tuttavia le concomitanti azioni termiche e sismiche, agenti come coazioni in struttura esternamente iperstatica. Strutture afferenti alla tipologia delle strutture speciali (di acciaio) sono ad esempio le GRU: queste, vengono progettate utilizzando essenzialmente le normative che disciplinano le opere "civili", pur tenendo conto che tali costruzioni contengono elementi propri del contesto delle "macchine", quali motori e rotismi. Nel caso in esame non si ravvisano elementi contrastanti con la circostanza che trattasi di struttura speciale, disciplinata quindi da un quadro normativo esistente e ben definito, qual è quello relativo alle strutture di tipo civile.

3.2 Struttura ad assetto variabile

Per la struttura in esame, oltre l'aspetto tipico di struttura speciale, può però evincersi una natura meccanica della stessa, in quanto, all'atto della lenta movimentazione che induce il cambiamento di assetto angolare delle parabole, entrano in gioco i motori responsabili della rotazione, e le conseguenti vibrazioni indotte sugli elementi strutturali come conseguenza immediata dell'atto di moto. Tale natura pur non essendo rilevante in termini di carico (la rotazione molto lenta induce forze di inerzia trascurabili) lo è in termini di sicurezza (il movimento non deve costituire pericolo per la pubblica incolumità) e funzionalità (gli spostamenti e le deformazioni eccessive non devono impedire il movimento) del macchinario. Sotto il profilo normativo, è possibile in questo caso esaminare il dettato della Direttiva Macchine (D.P.R. n° 459 del 24/07/1996). In tale Direttiva si definisce come macchina : "un insieme di pezzi o di organi, di cui almeno uno mobile, collegati tra loro, anche mediante attuatori, con circuiti di comando e di potenza o altri sistemi di collegamento, connessi solidalmente per una applicazione ben determinata, segnatamente per la trasformazione, il trattamento, lo spostamento o il condizionamento di materiali".

E' quindi spontaneo per il progettista porsi il seguente quesito: i concentratori solari parabolico lineari costituiscono una STRUTTURA o una MACCHINA ?

1 coefficiente per importo massimo di 0.50 M€.

Come può quindi facilmente arguirsi esaminando il precedente §2., nella struttura in esame, sono ricomprese alcune parti, segnatamente i motori responsabili della rotazione delle parabole, la cui funzione elettromeccanica è ben evidente. Tali parti e solo quelle rientrano, a parere di chi scrive, nella categoria “macchine”, mentre le altre parti della struttura, che obbediscono alla movimentazione imposta, nonché “a fortiori” quelle vincolate al suolo, quali i tralicci di sostegno, non possono che essere più propriamente definite “strutture”, aventi la funzione di assolvere al compito di trasferire le forze e le azioni termiche e dovute al vento, verso il suolo di fondazione. Si può peraltro affermare con altrettanta certezza che, in relazione alle azioni imposte al suolo da un eventuale sisma, la propagazione di tale azioni verso l’alto, induce uno scuotimento generalizzato dei concentratori solari, tale cioè da coinvolgere sia la struttura propriamente detta che le parti elettromeccaniche responsabili del moto di rotazione delle parabole. Gli effetti delle conseguenti vibrazioni indotte sono quindi da verificare sia nelle parti fisse sia in quelle in movimento, nonché nelle parti elettromeccaniche.

Il tema posto dai progettisti, rientra nella più ampia discussione della distinzione dei limiti di competenza dei domini della “Scienza delle Costruzioni” e della “Tecnica delle Costruzioni”, per un verso, e delle “Costruzioni di Macchine” e delle “Macchine” per l’altro. Tale tema, oggetto di approfondite discussioni fra specialisti dei relativi settori, emerge qui in tutta la sua problematicità. Se per un verso è ben noto che la Scienza delle Costruzioni, o come si dice oggi la Meccanica dei Solidi e delle Strutture, si occupa della formulazione del modello matematico di una struttura, con i suoi risvolti meccanico – reologici, geometrici e connessi alle azioni esterne, allo scopo di studiarne l’equilibrio nel senso più ampio, e che la Tecnica delle Costruzioni provvede a fornire gli strumenti per portare a compimento i due processi di progetto e di verifica strutturale, è altresì noto che la disciplina delle “Costruzioni di Macchine” si pone l’analogo problema di progetto e verifica proprio della Tecnica delle Costruzioni, benché applicato alle Macchine e non alle altre tipologie strutturali. L’insegnamento di “Macchine” è invece orientato agli aspetti più propriamente connessi con il dimensionamento termo-fluido-dinamico ed elettromeccanico dell’oggetto mediante il quale si genera il movimento ripetitivo. Poiché alla base del dimensionamento di una costruzione è oggi rilevante la cosiddetta “stress analysis” compiuta attraverso l’uso di programmi per lo più ad elementi finiti, ampiamente disponibili sul mercato, è invalso l’uso (da parte dei rispettivi specialisti) di considerare le “Costruzioni di Macchine” come disciplina autonoma, anche rispetto alla “Scienza delle Costruzioni”, operazione questa che, a parere di chi scrive, non presenta fondamenti culturali e concettuali di alcun tipo. Infatti la Scienza delle Costruzioni discende in modo diretto dalla Meccanica Razionale (oggi Meccanica dei Continui o Fisica Matematica) e presenta carattere di propedeuticità sia nei confronti della Tecnica delle Costruzioni, sia rispetto alle Costruzioni di Macchine. Gli strumenti generali messi in campo dalla Scienza delle Costruzioni trovano fondamento nella Teoria dell’Elasticità applicata alle Costruzioni, e costituiscono un apparato concettuale e operativo di grande versatilità e rigore sistematico. Gli sviluppi più attuali di questa disciplina hanno inoltre condotto ad esplorare e risolvere con successo molti problemi di Teoria della Plasticità, del Danneggiamento, della Frattura e della Fatica, fornendo una piattaforma di indubbia utilità per i successivi processi di progetto e di verifica fondati sul Metodo Semi-probabilistico agli Stati Limite, di pertinenza della Tecnica delle Costruzioni. Per i motivi ora enunciati, l’eventuale ambito di applicazione della Direttiva Macchine è da ritenersi confinato alle sole parti costituite dagli organi motore, con esclusioni quindi di tutte le parti strutturali benché in movimento indotto dai meccanismi di rotazione.

3.3 Struttura prefabbricata

Il concentratore è, di fatto, una struttura metallica completamente realizzata in fabbrica attraverso una produzione in serie dei suoi componenti: in tale ottica si afferma che è una struttura “prefabbricata”. La produzione in serie di strutture metalliche è regolamentata dall’Art.9 legge 5 novembre 1971, n. 1086. Le ditte che procedono alla costruzione di manufatti in metallo, fabbricati in serie, hanno l’obbligo di darne preventiva comunicazione al Ministero dei Lavori Pubblici, mediante apposita relazione nella quale devono descrivere ciascun tipo di struttura, indicando le possibili applicazioni e fornire i relativi calcoli di dimensionamento e verifica, con particolare riguardo a quelli riferiti a tutto il comportamento sotto carico fino a fessurazione e a rottura; devono inoltre precisare le caratteristiche dei materiali impiegati sulla scorta di prove eseguite, e indicare, in modo particolareggiato, i metodi costruttivi e i procedimenti seguiti per l’esecuzione delle opere strutturali, indicando i risultati delle prove eseguite. Tale relazione deve essere firmata da un tecnico abilitato, il quale assume con ciò le responsabilità stabilite dalla legge per il progettista. Le ditte produttrici di tutti i manufatti sono tenute a fornire tutte le prescrizioni relative alle operazioni di trasporto e di montaggio dei loro manufatti. La responsabilità della rispondenza dei prodotti rimane a carico della ditta produttrice, che è obbligata a corredare la fornitura con i disegni del manufatto e l’indicazione delle sue caratteristiche di impiego. Il progettista delle strutture è responsabile dell’organico inserimento e della previsione di utilizzazione dei manufatti di cui sopra nel progetto delle strutture dell’opera. I manufatti prefabbricati devono essere costruiti sotto la direzione di un tecnico abilitato, responsabile della produzione, che per conto della ditta assume le responsabilità stabilite dalla legge, in qualità di direttore dei lavori. A cura di detto tecnico devono essere eseguiti i prelievi di materiali, le prove ed i controlli di produzione sui manufatti finiti con le modalità e la periodicità previste dalle attuali Norme. I certificati delle prove sono conservati dal produttore.

Ai sensi dell’art. 9 della legge 5 novembre 1971, n. 1086, ogni fornitura in cantiere di manufatti prefabbricati prodotti in serie deve essere accompagnata dalla seguente documentazione, da conservare a cura del direttore dei lavori dell’opera in cui detti manufatti vengono inseriti:

- a) apposite istruzioni nelle quali vengono indicate le procedure relative alle operazioni di trasporto e montaggio degli elementi prefabbricati, ai sensi dell’art.9 della legge 5 novembre 1971, n. 1086. Tali istruzioni devono almeno comprendere, di regola: i disegni d’assieme che indichino la posizione e le connessioni degli elementi nel complesso dell’opera; apposita relazione sulle caratteristiche dei materiali richiesti per le unioni e le eventuali opere di completamento; le istruzioni di montaggio con i necessari dati per la movimentazione, la posa e la regolazione dei manufatti;
- b) elaborati contenenti istruzioni per il corretto impiego dei manufatti;
- c) certificato di origine firmato dal produttore, il quale con ciò assume per i manufatti stessi le responsabilità che la legge attribuisce al costruttore, e dal tecnico responsabile della produzione. Il certificato, che deve garantire la rispondenza del manufatto alle caratteristiche di cui alla documentazione depositata al Servizio Tecnico Centrale, deve riportare l’indicazione degli estremi dell’attestato di qualificazione, nonché il nominativo del progettista dei manufatti. Copia del certificato d’origine deve essere allegato alla relazione, a strutture ultimate, del direttore dei lavori, di cui all’art.6 della legge 5 novembre 1971, n.1086;

- d) documentazione attestante i risultati delle prove a compressione su cubi di calcestruzzo ottenute in stabilimento (ovvero estratto del Registro di produzione). Copia dei certificati relativi alle prove effettuate, nel periodo di produzione dei manufatti oggetto di fornitura, da un laboratorio di cui all'art.20 della legge 5 novembre 1971, n. 1086 deve essere allegata alla relazione a strutture ultimate dell'opera in cui sono inseriti.

I manufatti prodotti in serie devono essere dotati di marcatura indelebile in modo da garantire la rintracciabilità del produttore e dello stabilimento di produzione ed individuarne la serie di origine. Il direttore dei lavori non può accettare in cantiere manufatti prefabbricati in serie che non siano accompagnati da tutti i documenti sopra indicati o che non siano dotati di marcatura indelebile, come sopra specificato.

3.4 Riferimenti

- [1] Legge 2 marzo 1949, n. 143 - *Approvazione della Tariffa professionale degli Ingegneri e architetti* - (G.U. 19 aprile 1949, n.90), aggiornata come da L. 4 marzo 1958, n. 143, con: D.M. 21 agosto 1958, D.M. 25 febbraio 1965, D.M. 18 novembre 1971, D.M. 13 aprile 1976, D.M. 29 giugno 1981, D.M. 11 giugno 1987, n. 233, D.M. 03 settembre 1997, n. 417.
- [2] Tratto da Sergio Autore - *Tariffe per le prestazioni professionali dell'ingegnere e dell'architetto* - II Edizione, Sistemi Editoriali, Napoli, 2002.
- [3] C. Guerriero - *Macchine ed Impianti. Normativa essenziale di sicurezza* - EPC Libri, Roma, 2002.
- [4] D.Lgs. 494/96 - *Sicurezza nei cantieri temporanei e mobili - e Decreti attuativi successivi*.
- [5] D.Lgs. 19.09.1994 n.626 - *Attuazione delle direttive CEE riguardanti il miglioramento della sicurezza e della salute dei lavoratori sul luogo di lavoro* - e Decreti attuativi successivi.

4 Quadro normativo di riferimento

4.1 Normativa italiana

Tutti i complessi strutturali posti sul territorio nazionale sono progettati, ottimizzati e verificati, a norma delle vigenti disposizioni di legge. In particolare, la redazione degli elaborati grafici e l'effettuazione dei calcoli strutturali degli edifici civili e industriali è basata sulle seguenti leggi:

- Legge 5/11/71, n.1086, Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica.
- Legge 2/2/74, n.64, Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

Nei testi delle due leggi si definiscono i principi generali della progettazione e si affida al Ministero dei Lavori Pubblici il compito di emettere periodicamente decreti ministeriali contenenti indicazioni più specifiche. Nella prima delle due leggi citate si parla espressamente di strutture di cemento armato, normale e precompresso e di strutture metalliche, che costituiscono i materiali più comunemente adottati nelle strutture tradizionali. A tale legge si deve quindi ispirare il ciclo di progettazione / verifica di tutti i componenti del collettore solare. Il disposto normativo della Legge 1086/71 è composto da quattro capitoli (Disposizioni Precettive, Vigilanza, Norme Penali, Norme Transitorie e Finali) per un totale di 22 articoli ed è bene che ciascuno operatore del ramo delle costruzioni (progettisti, impresari, prefabbricatori ...) abbiano dato una buona lettura della legge stessa. A tal fine, se ne evidenziano le seguenti disposizioni:

- la realizzazione delle opere oggetto della denuncia ("complesso di strutture in conglomerato cementizio ed armature, strutture in conglomerato cementizio e armature nelle quali si imprime artificialmente uno stato di sollecitazione addizionale permanente, strutture nelle quali la statica è assicurata in tutto o in parte da elementi strutturali in acciaio o in altri metalli") deve avvenire in modo tale da assicurarne la perfetta stabilità e di evitare qualsiasi pericolo per la pubblica incolumità;
- il progetto esecutivo deve essere redatto da un tecnico abilitato (ingegnere, architetto, geometra, perito edile) nell'ambito delle sue competenze e l'esecuzione deve aver luogo sotto la direzione di un tecnico abilitato come sopra;
- il progettista ha la responsabilità diretta della progettazione mentre il direttore dei lavori e il costruttore si dividono la responsabilità, per le parti di loro competenza, della rispondenza dell'opera al progetto, dell'osservanza delle prescrizioni, della qualità dei materiali e della posa di elementi prefabbricati;
- la denuncia dei lavori deve essere effettuata dal costruttore presso il Genio Civile (ora presso i Comuni), prima dell'inizio delle opere stesse; lo stesso dicasi per le varianti in corso d'opera (unica eccezione per le opere costruite per conto dello Stato, delle Regioni, delle Province e dei Comuni aventi un ufficio tecnico con a capo un ingegnere);
- in cantiere devono essere presenti il progetto dell'opera e la relazione illustrativa, datati e firmati anche dal costruttore e dal direttore dei lavori, oltre che un giornale dei lavori; la conservazione e tenuta di questi documenti è responsabilità del direttore dei lavori;

- entro sessanta giorni dalla fine delle opere strutturali il direttore dei lavori deve depositare presso gli uffici competenti la relazione a struttura ultimata nella quale saranno anche esposti i certificati delle prove sui materiali, le indicazioni delle tesature dei cavi di precompressione per le opere prefabbricate e precomprese e l'esito di eventuali prove di carico, allegando i verbali firmati per copia conforme, eseguite dalla D.L.;
- il collaudo deve essere eseguito da un ingegnere o architetto scelto dal committente e iscritto all'albo da almeno 10 anni; se il costruttore è anche committente è necessario scegliere il collaudatore tra una terna di nomi proposti dall'Ordine Provinciale degli Ingegneri o Architetti;
- per il rilascio dell'abitabilità o licenza d'uso occorre copia del certificato di collaudo statico con l'attestazione di avvenuto deposito agli uffici competenti;
- la produzione di elementi prefabbricati di serie viene normata con deposito di calcoli e disegni presso il Ministero dei Lavori Pubblici;
- il controllo del rispetto della Legge spetta al Sindaco;
- sono previste pene per il Committente, il Costruttore e Direttore dei Lavori che operano senza progetto esecutivo, per il Costruttore che omette la denuncia e per il Direttore dei Lavori e il Collaudatore che non ottemperano alle prescrizioni della Legge;
- le norme tecniche sono emanate con decreti ministeriali teoricamente ogni biennio.

Nella Legge 64/74, benché non inserito espressamente nel testo, come nel caso precedente, si intende ancora che essa deve intendersi applicabile a tutte le strutture poste sul territorio nazionale, a prescindere dal materiale di cui sono costituite.

Al Titolo I “DISPOSIZIONI GENERALI”, Art 1 “Tipo di strutture e norme tecniche” la 64 recita così:

“In tutti i comuni della Repubblica le costruzioni sia pubbliche che private debbono essere realizzate in osservanza delle norme tecniche riguardanti i vari elementi costruttivi che saranno fissate con successivi decreti del Ministro per i lavori pubblici, di concerto con il Ministro per l'interno, sentito il Consiglio superiore dei lavori pubblici, che si avvarrà anche della collaborazione del Consiglio nazionale delle ricerche. Tali decreti dovranno essere emanati entro un anno dalla entrata in vigore della presente legge.”

Nei successivi capoversi secondo, terzo e quarto del già citato Titolo 1, Art. 1, la 64 fissa inoltre:

- le modalità di revisione della normativa tecnica,
- gli argomenti di cui essa dovrà occuparsi,
- le norme di comportamento a fronte di sistemi costruttivi diversi da quelli già previsti;

vi si legge infatti:

“Le norme tecniche di cui al comma precedente potranno essere successivamente modificate o aggiornate con la medesima procedura ogni qualvolta occorra.

Dette norme tratteranno i seguenti argomenti:

- criteri generali tecnico - costruttivi per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento;
- carichi e sovraccarichi e loro combinazioni, anche in funzione del tipo e delle modalità costruttive e della destinazione dell'opera;
- criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni;

- indagini sui terreni e sulle rocce, stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, criteri generali e precisazioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;
- criteri generali e precisazioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di opere speciali quali ponti, dighe, serbatoi, tubazioni, torri, costruzioni prefabbricate in genere, acquedotti, fognature;
- protezione delle costruzioni dagli incendi.

Qualora vengano usati sistemi costruttivi diversi da quelli in muratura o con ossatura portante in cemento armato normale o precompresso, acciaio o sistemi combinati dei predetti materiali, per edifici con quattro o più piani entro e fuori terra, la idoneità di tali sistemi deve essere comprovata da una dichiarazione rilasciata dal presidente del Consiglio superiore dei lavori pubblici su conforme parere dello stesso Consiglio.”

Gli ultimi decreti emessi sulla base delle indicazioni della legge n.1086 sono i seguenti:

- D.M. 14/2/92, Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche; di questo decreto è ancora valida solo la parte che riguarda le verifiche col metodo delle tensioni ammissibili.
- D.M. 9/1/96, Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche; questo decreto ha sostituito il precedente per quanto riguarda le verifiche col metodo degli stati limite; esso inoltre ha consentito l'uso degli Eurocodici 2 e 3 (la sezione III delle parti I e II costituisce il Documento di Applicazione Nazionale di tali Eurocodici); la prima parte è relativa alle strutture in cemento armato; le parti successive sono relative all'acciaio, a strutture miste acciaio-calcestruzzo, ecc. e contengono anche allegati relativi ai materiali.

A chiarimento del D.M. 9/1/96 è stata emessa la:

- Circolare ministeriale 15 Ottobre 1996 n. 252, Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al D.M. 9 gennaio 1996 .

Sulla base delle indicazioni della legge 64 è stato emesso il seguente decreto:

- D.M. 16/1/96, Norme tecniche relative ai “criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”;
- A chiarimento del D.M. 16/1/96 relativo ai carichi è stata emessa la:
- Circolare ministeriale 4 Luglio 1996 n. 156, Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi” di cui al D.M. 16 gennaio 1996.

Sulla base delle indicazioni della legge 64 è stato emesso anche il decreto:

- D.M. 16/1/96, Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica. (valida fino a novembre 2004).

A chiarimento del D.M. 16/1/96 relativo alla sismica è stata emessa la:

- Circolare ministeriale 10 Aprile 1997 n. 65, Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica” di cui al D.M. 16 gennaio 1996. (valida fino a fine 2004).

La norma sismica è stata sostituita recentemente da:

- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20.03.2003, “Primi elementi in materia di criteri generali per la CLASSIFICAZIONE SISMICA del territorio nazionale e di normative tecniche per le COSTRUZIONI IN ZONA SISMICA (Ordinanza n. 3274). Estratto dalla G.U. della R.I., S.O. alla G.U. n. 105 dell'8.05.2003 – Serie Generale (Contenente n. 4 Allegati).

Questa ordinanza va integrata con l'Ordinanza 3316 che contiene un'errata corrige, nonché ulteriori disposizioni applicative. La recente ordinanza presidenziale in materia di costruzioni in zona sismica ha introdotto in Italia un elemento fortemente innovativo, rispetto al passato e cioè la necessità di operare, nei calcoli di progetto e di verifica, all'interno del Metodo Semi-probabilistico agli Stati Limite. Tale elemento ha dato luogo alla necessità immediata, da parte di tutti i progettisti strutturali operanti sul territorio nazionale, di approfondire le proprie conoscenze mediante partecipazione a corsi di aggiornamento [3] e cicli di conferenze, nonché ad acquisire rapidamente tutte le informazioni e il software utili per l'esecuzione delle calcolazioni concernenti strutture anti-sismiche nel rispetto della legge. Vanno inoltre tenuti presenti documenti preparati dal Consiglio Nazionale delle Ricerche (Istruzioni CNR) che sono solo orientativi e non hanno valore di normativa, anche se in qualche caso i decreti ministeriali fanno espressamente riferimento ad essi. Si cita, peraltro, che normalmente i progettisti si ispirano a queste istruzioni in fase di progettazione. In particolare qui interessano le seguenti istruzioni CNR:

- CNR UNI 10011/88, Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione. Giugno 1988.
- CNR UNI 10022/88, Costruzioni di profilati di acciaio formati a freddo;
- CNR UNI 10024/86, Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.

4.2 Normativa Europea

Le normative europee sono da intendere, al momento attuale, come documenti in fase di studio. Tuttavia, essendo stati emessi per la prima volta da molti anni e essendo stati continuamente aggiornati, costituiscono una valida guida per i progettisti, specialmente in vista dell'armonizzazione delle norme di progettazione in sede comunitaria.

Nei progetti più significativi, si fa usualmente riferimento sia alle normative nazionali sia a quelle europee. Il motivo più immediato può ricercarsi nel fatto che le strutture oggetto di analisi, se realizzate in Italia, devono sottostare alle citate normative vigenti sul territorio nazionale; se, tuttavia, la loro realizzazione avviene in territorio diverso da quello nazionale, è buona norma che siano progettate in armonia con gli Eurocodici, benché in tal caso, debbano sottostare alle normative dello Stato in cui vengono installate.

Gli eurocodici di interesse in questa progettazione, per tutte le strutture e sottostrutture del collettore parabolico – lineare sono le seguenti:

1. Eurocodice 1 – Basi di calcolo ed azioni sulle strutture, Parte 2-1: Azioni sulle strutture – Massa volumica, pesi propri e carichi imposti. UNI ENV 1991-2-1, ottobre 1996. (Norma italiana sperimentale).
2. Eurocodice 1 – Basi di calcolo ed azioni sulle strutture, Parte 2-2: Azioni sulle strutture – Azioni sulle strutture esposte al fuoco. UNI ENV 1991-2-2, aprile 1997. (Norma italiana sperimentale).
3. Eurocodice 1 – Basi di calcolo ed azioni sulle strutture, Parte 2-3: Azioni sulle strutture – Carichi da neve. UNI ENV 1991-2-3, ottobre 1996. (Norma italiana sperimentale).
4. Eurocodice 1 – Basi di calcolo ed azioni sulle strutture, Parte 2-4: Azioni sulle strutture – Azioni del vento. UNI ENV 1991-2-4, marzo 1997. (Norma italiana sperimentale).
5. Eurocodice 1 – Basi di calcolo ed azioni sulle strutture, Parte 2-5: Azioni sulle strutture – Azioni termiche. UNI ENV 1991-2-5, giugno 2001. (Norma italiana sperimentale).

6. Eurocodice 1 – Basi di calcolo ed azioni sulle strutture, Parte 2-6: Azioni sulle strutture – Azioni durante la costruzione. UNI ENV 1991-2-6, ottobre 2000. (Norma italiana sperimentale).
7. Eurocodice 1 – Basi di calcolo ed azioni sulle strutture, Parte 2-7: Azioni sulle strutture – Azioni eccezionali dovuti a impatti ed esplosioni. UNI ENV 1991-2-7, settembre 2000. (Norma italiana sperimentale).
8. Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo, Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici. UNI ENV 1992-1-1, gennaio 1993. (Norma italiana sperimentale).
9. Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo, Parte 1-2: Regole generali – Progettazione della resistenza all'incendio. UNI ENV 1992-1-2, gennaio 1998. (Norma italiana sperimentale).
10. Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo, Parte 1-3: Regole generali – Elementi delle strutture prefabbricate di calcestruzzo. UNI ENV 1992-1-3, settembre 1995. (Norma italiana sperimentale).
11. Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio, Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici. ENV 1993-1-1, aprile 1992. (Norma italiana sperimentale).
12. Eurocodice 8 – Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture, Parte 1-1: Regole generali. Regole specifiche per i diversi materiali ed elementi. UNI ENV 1998-1, gennaio 1998. (Norma italiana sperimentale).
13. Eurocodice 8 – Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture, Parte 1-2: Regole generali. Regole generali per gli edifici. UNI ENV 1998-2, ottobre 1997. (Norma italiana sperimentale).
14. Eurocodice 8 – Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture, Parte 1-3: Regole generali. Regole specifiche per i diversi materiali ed elementi. UNI ENV 1998-3, gennaio 1998. (Norma italiana sperimentale).

4.3 Normativa Macchine

Come indicato sommariamente nel § 3.2, la Direttiva Macchine (D.P.R. n° 459 del 24/07/1996) definisce come macchina :

1. un insieme di pezzi o di organi, di cui almeno uno mobile, collegati tra loro, anche mediante attuatori, con circuiti di comando e di potenza o altri sistemi di collegamento, connessi solidalmente per una applicazione ben determinata, segnatamente per la trasformazione, il trattamento, lo spostamento o il condizionamento di materiali;
2. un insieme di macchine e di apparecchi che, per raggiungere un risultato determinato, sono disposti e comandati in modo da avere un funzionamento solidale;
3. un'attrezzatura intercambiabile che modifica la funzione di una macchina, commercializzata per essere montata su una macchina o su una serie di macchine diverse o su un trattore dall'operatore stesso, nei limiti in cui tale attrezzatura non sia un pezzo di ricambio o un utensile;

Si è già affermato come, nella struttura in esame, siano ricomprese alcune parti, segnatamente i motori responsabili della rotazione delle parabole, la cui funzione elettromeccanica è ben evidente. Tali parti e solo quelle rientrano, a parere di chi scrive, nella categoria “macchine”, mentre le altre parti della struttura, che obbediscono alla movimentazione imposta, nonché quelle vincolate al suolo, quali i tralicci di sostegno, non possono che essere più propriamente definite “strutture”, aventi la funzione di assolvere al compito di trasferire le forze e le azioni termiche e dovute al vento, verso il

suolo di fondazione. E' pur vero che i concentratori solari sono composti di parti fisse e parti mobili, messe in movimento da gruppi motore. In tal senso possono risultare utili le considerazioni svolte nel punto 1.3 della Direttiva Macchine, precisamente quelle in cui si parla di:

“1.3. Misure di protezione contro i rischi meccanici

1.3.1. Stabilità

La macchina, elementi ed attrezzature compresi, deve essere progettata e costruita in modo che, nelle condizioni di funzionamento previste (eventualmente tenendo conto delle condizioni climatiche), la sua stabilità sia tale da consentirne l'utilizzazione senza rischio di rovesciamento, di caduta o di spostamento intempestivo.

Se la forma stessa della macchina o la sua installazione non garantiscono sufficiente stabilità, devono essere previsti ed indicati nelle istruzioni per l'uso appositi mezzi di fissaggio.

1.3.2. Rischio di rottura durante il funzionamento

Gli elementi della macchina, nonché i loro organi di collegamento devono resistere agli sforzi cui devono essere sottoposti durante l'utilizzazione prevista dal fabbricante.

I materiali utilizzati devono presentare caratteristiche di resistenza sufficienti ed adeguate all'ambiente di utilizzazione previsto dal fabbricante, in particolare per quanto concerne i fenomeni di fatica, di invecchiamento, di corrosione e di abrasione.

Il fabbricante indicherà nelle istruzioni per l'uso i tipi e le frequenze delle ispezioni e manutenzioni necessarie per motivi di sicurezza. Egli indicherà eventualmente i pezzi soggetti ad usura, nonché i criteri di sostituzione.”

E' quindi evidente che deve essere eseguito un calcolo agli stati limite di esercizio e ultimo dei “perni” e dei supporti degli stessi, in modo da assicurare l'inesistenza di rischi connessi all'improvvisa grande rotazione di un generico settore di parabola.

La norma riprende poi con le seguenti utili indicazioni sui tubi in pressione:

“Le tubazioni rigide o elastiche contenenti fluidi, in particolare ad alta pressione, dovranno poter sopportare le sollecitazioni interne ed esterne previste e saranno solidamente fissate e/o protette da qualsiasi tipo di danneggiamento esterno; opportune precauzioni saranno prese affinché, in caso di rottura, esse non presentino rischi (movimenti bruschi, getti ad alta pressione, ecc.).”

In questo caso si tratta di verificare lo stato limite di esercizio e ultimo del tubo in cui fluiscono i sali in temperatura e pressione per evitare rischi di rottura o danneggiamento.

Sono poi utili i seguenti avvisi di rischio:

“1.3.6. Rischi dovuti alle variazioni di velocità di rotazione degli utensili

Quando la macchina è progettata per effettuare operazioni in condizioni di impiego diverse (ad esempio: in materia di velocità e di alimentazione), deve essere progettata e costruita in modo che la scelta e la regolazione di tali condizioni possano essere effettuate in modo sicuro e affidabile.

1.3.7. Prevenzione dei rischi dovuti agli elementi mobili

Gli elementi mobili della macchina devono essere progettati, costruiti e disposti per evitare i rischi oppure, se sussistono rischi, essere muniti di protezioni o dispositivi di protezione in modo tale da prevenire qualsiasi rischio di contatto che possa provocare infortuni.

Devono essere prese tutte le disposizioni necessarie per impedire un bloccaggio improvviso degli elementi mobili di lavoro. Nei casi in cui, malgrado le precauzioni prese, può verificarsi un bloccaggio, mezzi di protezione specifici, utensili specifici, le istruzioni per l'uso ed, eventualmente, un'indicazione sulla macchina stessa dovranno essere forniti dal fabbricante per permettere di sbloccare la macchina senza rischi

1.3.8. Scelta di una protezione contro i rischi dovuti agli elementi mobili

Le protezioni o dispositivi di protezione usati contro i rischi dovuti agli elementi mobili devono essere scelti in funzione del rischio effettivo. Per la scelta si deve ricorrere alle seguenti indicazioni:

A. Elementi mobili di trasmissione

Le protezioni progettate per proteggere le persone esposte ai rischi dovuti agli elementi mobili di trasmissione (ad esempio: pulegge, cinghie, ingranaggi, cremagliere, alberi di trasmissione, ecc.) devono essere:

- *sia delle protezioni fisse, conformi ai requisiti 1.4.1 e 1.4.2.1;*
- *sia delle protezioni mobili, conformi ai requisiti 1.4.1 e 1.4.2.2.A.*

Se si prevedono frequenti interventi deve essere scelta quest'ultima soluzione.”

Nella citata Direttiva sono poi esaminati altri rischi e definiti i relativi criteri per la messa in sicurezza (rischi legati alle alte temperature, rischi di incendio, rischi di scariche elettriche, etc.). Pur essendo utile la relativa considerazione, si ritiene che tale tipologia di problemi esuli dalla presente trattazione, dedicata essenzialmente alla progettazione e al calcolo dei concentratori parabolici in termini strutturali.

4.4 Altre normative

La realizzazione dell'opera di ingegneria descritta in questa relazione deve essere svolta nel rispetto dei requisiti di sicurezza e qualità previsti dalla normativa attualmente vigente. A tal fine, la Ditta fornitrice i servizi di ingegneria integrata e la supervisione tecnico-amministrativa collabora con la figura del Responsabile del Procedimento per assicurare che il Progetto sia condotto nel rispetto dei tempi, dei costi e del livello di qualità programmati, e in conformità con il Piano della Qualità dei Servizi.

Gestione e controllo della Sicurezza

Il Coordinatore per la Sicurezza in fase di Esecuzione, appartenente alla Ditta esterna, provvede quindi a prendere contatti con il Responsabile del Procedimento, acquisisce il Piano di Sicurezza e di Coordinamento, nonché il fascicolo descrittivo dell'opera debitamente firmato dal Coordinatore in fase di Progettazione, acquisisce tutti i documenti di progetto ed effettua un primo sopralluogo nelle aree del cantiere.

Il Coordinatore per la Sicurezza in fase di Esecuzione, prima dell'inizio dei lavori convoca, presiede e verbalizza le seguenti Riunioni:

- Riunione preliminare
- Riunione operativa.

Nella prima Riunione Egli affronta i seguenti argomenti:

1. Presentazione e illustrazione del Piano di Sicurezza e di Coordinamento,
2. Verifica delle planimetrie di cantiere, degli ulteriori elaborati grafici e del cronoprogramma,
3. Contenuti del POS dell'impresa appaltatrice,
4. Integrazione della documentazione e certificazioni richieste nel POS per gli adempimenti di legge, a cura dell'impresa,
5. Comunicazione di eventuali subappalti,
6. Informazioni ai soggetti interessati di eventuali rischi e possibili interferenze delle attività,
7. Discussione sulle eventuali modifiche al Piano di Sicurezza e di Coordinamento.

Nella seconda Riunione, il Coordinatore affronta i seguenti argomenti:

1. Eventuale consegna delle modifiche al Piano di Sicurezza e di Coordinamento,
2. ulteriori chiarimenti ai Responsabili dei Lavoratori per la Sicurezza in merito alle procedure previste dal Piano,

3. Individuazione del Referente di Cantiere dell'Impresa,
4. Definizione della data di inizio delle lavorazioni,
5. Verifica di idoneità del POS per le lavorazioni di prossimo inizio,
6. Controllo idoneità del personale presente in cantiere, in relazione alle particolari lavorazioni da eseguire,
7. Definizione delle interferenze.

La Gestione del Cantiere prevede una Fase organizzativa e una Fase operativa. Nella prima il Coordinatore per la Sicurezza in fase di Esecuzione provvede ad indire Riunioni di coordinamento di tipo ordinario e, qualora ritenuto necessario, Riunioni di coordinamento di tipo straordinario.

Nella Fase organizzativa delle Riunioni ordinarie Egli affronta i seguenti argomenti:

1. Organizzazione generale della logistica di cantiere,
2. Procedure di sicurezza da attuare in relazione all'avanzamento dei lavori,
3. Aggiornamento del programma lavori,
4. Verifica dell'applicazione del Piano di Sicurezza e di Coordinamento e dei POS,
5. Informazioni ai soggetti interessati su possibili interferenze nelle attività,
6. Verifica della consegna delle attrezzature dei DPI ai lavoratori,
7. Altro da definire a seconda delle esigenze di cantiere.

In Fase operativa, il Coordinatore:

1. effettua una serie di sopralluoghi in cantiere in base a quanto stabilito in fase di pianificazione del lavoro,
2. effettua sopralluoghi non pianificati in relazione a particolari esigenze del cantiere.

Durante i sopralluoghi Egli svolge le seguenti azioni:

1. Verifica le condizioni di sicurezza del cantiere,
2. Compila il Giornale del Coordinatore per aggiornare la situazione del cantiere,
3. Registra tutti i documenti presenti in cantiere, previsti dalla legge,
4. Aggiorna l'elenco dei nominativi delle eventuali nuove imprese presenti in cantiere,
5. Registra tutta la documentazione ricevuta durante le fasi di sopralluogo,
6. Raccoglie informazioni e documentazione, anche fotografica, per la revisione del Fascicolo dell'Opera.

Terminati i sopralluoghi, il Coordinatore redige un verbale che viene controfirmato dai presenti.

Assicurazione Qualità

la Ditta fornitrici i servizi di ingegneria integrata deve fornire un servizio ineccepibile dal punto di vista qualitativo. Per ottenere tale servizio occorrono:

1. efficienza interna, ottenuta mediante una politica della qualità che fornisca una pianificazione delle diverse attività e una gestione delle risorse ispirata all'efficienza,
2. riduzione drastica dei costi connessi con la Non Qualità.

Inoltre, per un corretto controllo della Qualità vanno aggiunti:

1. metodi di definizione e verifica del prodotto finale o intermedio,
2. rilievo e organizzazione sistematica dei dati sulle difettosità, prove e piani di controllo qualità.

Perché si possa operare in Qualità, è necessario osservare le procedure di qualità a norma dell'UNI ISO 9001, avendo conseguito la relativa Certificazione. A tal fine si redige un Piano della Qualità del Progetto che include i seguenti elementi:

1. Dati di documentazione del progetto,

2. Scopo del lavoro,
3. Pianificazione del progetto.
4. Inoltre deve essere definito un Organigramma del Progetto, includente:
5. Informazioni sul cliente,
6. Terze parti,
7. Procedure,
8. Documenti chiave di riferimento,
9. Revisione e verifica,
10. Controlli qualità.

Altre problematiche connesse con lo svolgimento delle attività di cantiere, di cui è investito il Coordinatore per la Sicurezza in fase di esecuzione, sono le seguenti:

1. Rapporti con la Direzione Lavori,
2. Rapporti con gli Enti,
3. Sistema informativo,
4. Supporti informatici,
5. Logistica,
6. Obblighi dell'Impresa appaltatrice e delle imprese subappaltatrici,
7. Soluzione dei problemi più critici per la corretta esecuzione in sicurezza delle opere di progetto.

Ciascuno dei punti sopraelencati merita un'approfondita disamina e adeguate misure atte ad ottenere l'osservanza dei requisiti previsti in tema di Sicurezza, nonché assicurare la Qualità nell'esecuzione dei lavori. Non si ritiene, tuttavia, in questa sede, di procedere con ulteriori considerazioni su questi temi.

Si ricorda infine che, nel caso in cui la progettazione e la realizzazione di una struttura ricada nelle prerogative di un'amministrazione pubblica, devono essere tenute presenti anche le leggi seguenti:

- LEGGE 11 febbraio 1994, n.109 - Legge quadro in materia di lavori pubblici.
- Decreto del Presidente della Repubblica 21 dicembre 1999, n. 554 - Regolamento di attuazione della legge quadro in materia di lavori pubblici 1 febbraio 1994, n. 109, e successive modificazioni
- Decreto Ministero dei Lavori Pubblici 2 novembre 1999, n.555 - Regolamento recante norme per la ripartizione del fondo di cui al comma 1 dell'articolo 18 della legge n. 109/1994 e successive modifiche ed integrazioni.

4.5 Riferimenti

Per quanto riguarda i riferimenti relativi alle normative citate nel presente capitolo si può vedere la lista riportata in Appendice A.

5 Materiali

La Normativa italiana prevede l'utilizzo di acciai denominati Fe360, Fe430, Fe510, le cui caratteristiche vengono illustrate in Tabella 5-1.

Tipi di acciaio	spessore t (mm)			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 100 mm	
	f _y (N/mm ²)	f _u (N/mm ²)	f _y (N/mm ²)	f _u (N/mm ²)
Fe360	235	360	215	340
Fe430	275	430	255	410
Fe510	360	510	335	490

Tabella 5-1 – Valori nominali di tensione di snervamento e di rottura per gli acciai strutturali

E' consentito l'impiego di acciai diversi da quelli previsti, purché venga garantita alla costruzione, con adeguata documentazione teorica e sperimentale, una sicurezza non minore di quella prevista dalle norme vigenti. Per l'accertamento delle caratteristiche meccaniche riportate più oltre, il prelievo dei saggi, la posizione nel pezzo da cui devono essere prelevati, la preparazione delle provette e le modalità di prova saranno rispondenti alle prescrizioni delle norme UNI EU 18 (dic. 1980), UNI 552 (ott. 1986), UNI EN 10002/1a (gen. 1992), UNI EN 10025 (feb. 1992). Il D.M. 9/01/96 non riguarda gli elementi di lamiera grecata ed i profilati formati a freddo, compresi i profilati cavi saldati non sottoposti a successive deformazioni o trattamenti termici. Potranno inoltre essere impiegati materiali e prodotti conformi ad una norma armonizzata o ad un benessere tecnico europeo così come definiti nella Direttiva 89/106/CEE. Tale equivalenza sarà accertata dal Ministero dei LL.PP., Servizio Tecnico Centrale, sentito il Consiglio Superiore dei LL.PP. Si considerano:

- modulo di elasticità longitudinale $E = 210000 \text{ N/mm}^2$
- coefficient Poisson $\nu = 0.3$
- modulo di elasticità tangenziale $G = E/2(1+\nu) \text{ N/mm}^2$
- coefficiente di espansione termica $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ /}^\circ\text{C}$
- densità $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$.

5.1 Carpenteria

5.1.1 Acciaio laminato

Gli acciai di uso generale laminati a caldo, in profilati, barre, larghi piatti, lamiere e profilati cavi (anche tubi saldati provenienti da nastro laminato a caldo), dovranno appartenere ad uno dei tipi: Fe360, Fe430, Fe510, aventi le caratteristiche meccaniche di cui al presente paragrafo. Gli acciai destinati alle strutture saldate dovranno anche corrispondere alle prescrizioni del § 5.1.3.

Stati monoassiali

Per le verifiche si assumono i valori della resistenza di calcolo f_d riportati nei di seguito in Tabella 5-2 e Tabella 5-3.

Stati pluriassiali

Per gli stati piani, i soli per i quali si possono dare valide indicazioni, si deve verificare che risulti $\sigma_{id} \leq f_d$ essendo nel riferimento generico

$$\sigma_{id} = \pm \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^2}$$

e nel riferimento principale

$$\sigma_{id} = \pm \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \sigma_2}$$

In particolare per $\sigma_1 = 0$ (ad esempio in presenza di flessione e taglio)

$$\sigma_{id} = \pm \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2}$$

e nel caso di tensione tangenziale pura

$$\sigma_{id} = \pm \tau \sqrt{3}$$

Similmente si opera per gli acciai di cui al paragrafo 5.1.2.

Profilati, barre, larghi piatti, lamiere

Simbolo Adottato	Simbolo UNI	Caratteristica o parametro	Fe 360 (1)	Fe 430 (1)	Fe 510 (1)
f_t	R_m	Tensione (carico unitario) di rottura a trazione [N/mm ²]	(2) ≥ 340 ≤ 470	(3) ≥ 410 ≤ 560	(4) ≥ 490 ≤ 630
f_v	R_e	Tensione (carico unitario) di snervamento [N/mm ²]	(5) ≥ 235	(6) ≥ 275	(7) ≥ 355
KV	KV	Resilienza KV [J] (8)	B +20° C	≥ 27	≥ 27
			C 0° C	≥ 27	≥ 27
			D -20° C	≥ 27	≥ 27
			DD -20° C	-	-
ε_t	A_{min}	Allungamento % a rottura ($L_0 = 5.65\sqrt{A_0}$) - per lamiere	≥ 24 (9)	≥ 20 (9)	≥ 20 (9)
		- per barre, laminati mercantili, profilati, larghi piatti	≥ 26 (10)	≥ 22 (10)	≥ 22 (10)

Tabella 5-2 – Acciai laminati. Stati monoassiali. Resistenza di calcolo f_d per profilati, barre, larghi piatti e lamiere

Si veda il D.M. 9/01/96.

Profilati cavi

Simbolo Adottato	Simbolo UNI	Caratteristica o parametro	Fe 360 (1)	Fe 430 (1)	Fe 510 (1)
f_t	R_m	Tensione (carico unitario) di rottura a trazione [N/mm ²]	≥ 340	≥ 430	≥ 510
f_v	R_e	Tensione (carico unitario) di snervamento [N/mm ²]	(2) ≥ 235	(2) ≥ 275	(3) ≥ 355
KV	KV	Resilienza KV [J] (8)	B +20° C	≥ 27	≥ 27
			C 0° C	≥ 27	≥ 27
			D -20° C	≥ 27	≥ 27
ε_t	A_{min}	Allungamento % a rottura ($L_0 = 5.65\sqrt{A_0}$)	≥ 24	≥ 21	≥ 20

Tabella 5-3 – Acciai laminati. Stati monoassiali. Resistenza di calcolo f_d per profilati cavi

Si veda il D.M. 9/01/96.

5.1.2 Acciaio per getti

Per l'esecuzione di parti in getti delle opere di cui al D.M. 9/01/96 si devono impiegare getti di acciaio FeG400, FeG450, FeG520 UNI 3158 (dic. 1977) o equivalenti. Quando tali acciai debbono essere saldati, devono sottostare alle stesse limitazioni di composizione chimica previste per gli acciai laminati di resistenza simile (si veda § 5.1.3).

Stati monoassiali

Per le verifiche si assumono i valori della resistenza di calcolo f_d riportati nella Tabella 5-4.

MATERIALE	f_d [N/mm ²] t ≤ 40
Fe G 400	180
Fe G 450	225
Fe G 520	255
t = spessore [in mm]	

Tabella 5-4 – Acciai per getti. Stati monoassiali. Resistenza di calcolo f_d

5.1.3 Acciaio per strutture saldate

Composizione chimica e grado di disossidazione degli acciai

Acciaio tipo Fe360, Fe430.

Gli acciai da saldature con elettrodi rivestiti, oltre a soddisfare le condizioni richieste dal § 3.1.1, devono avere composizione chimica contenuta entro i limiti raccomandati dalla UNI 5132 (ott. 1974) per le varie classi di qualità degli elettrodi impiegati.

Nel caso di saldature di testa o d'angolo sul taglio di un laminato, gli acciai, oltre che a soddisfare i limiti di analisi sopraindicati, devono essere di tipo semicalmato o calmato, salvo che vengano impiegati elettrodi rivestiti corrispondenti alla classe di qualità 4 della UNI 5132 (ott. 1974).

Gli acciai destinati ad essere saldati con procedimenti che comportano una forte penetrazione della zona fusa nel metallo base devono essere di tipo semicalmato o calmato e debbono avere composizione chimica, riferita al prodotto finito (e non alla colata), rispondente alle seguenti limitazioni:

grado B:	C ≤ 0.24%	P ≤ 0.055%	S ≤ 0.055%
grado C:	C ≤ 0.22%	P ≤ 0.050%	S ≤ 0.050%
grado D:	C ≤ 0.22%	P ≤ 0.045%	S ≤ 0.045%

Acciaio tipo Fe510.

Gli acciai devono essere di tipo calmato o semicalmato; è vietato l'impiego di acciaio effervescente. L'analisi effettuata sul prodotto finito deve risultare:

grado B:	C ≤ 0.26%	Mn ≤ 1.6%	Si ≤ 0.6%	P ≤ 0.050%	S ≤ 0.050%
grado C:	C ≤ 0.24%	Mn ≤ 1.6%	Si ≤ 0.6%	P ≤ 0.050%	S ≤ 0.050%
grado D:	C ≤ 0.22%	Mn ≤ 1.6%	Si ≤ 0.6%	P ≤ 0.045%	S ≤ 0.045%

Fragilità alle basse temperature

La temperatura minima alla quale l'acciaio di una struttura saldata può essere utilizzato senza pericolo di rottura fragile, in assenza di dati più precisi, deve essere stimata sulla base della temperatura T alla quale per detto acciaio può essere garantita una resilienza KV, secondo EN 10045/1a (genn. 1992), di 27J. La temperatura T deve risultare minore o uguale a quella minima di servizio per elementi importanti di strutture saldate soggetti a trazione con tensione prossima a quella limite aventi spessori maggiori di 25mm e forme tali da produrre sensibili concentrazioni locali di sforzi, saldature di testa o d'angolo non soggette a controllo, od accentuate deformazioni plastiche di formatura. A parità di altre condizioni, via via che diminuisce lo spessore, la temperatura T potrà innalzarsi a giudizio del progettista fino ad una temperatura di circa 30°C maggiore di quella minima di servizio per spessori dell'ordine di 10mm. Un aumento può aver luogo anche per spessori fino a 25mm via via che l'importanza dell'elemento strutturale decresce o che le altre condizioni si attenuano. Il progettista, stimata la temperatura T alla quale la resistenza di 27J deve essere assicurata, sceglierà nella unificazione e nei cataloghi dei prodotti l'acciaio soddisfacente questa condizione.

5.1.4 Comportamento degli acciai da carpenteria alle azioni applicate staticamente

Si fa riferimento alla prova di trazione normata secondo quanto riportato nel § 5.2. La prova di trazione si esegue su provini di forma e dimensioni normalizzate, ricavati dai profilati o dalle lamiere mediante opportuna lavorazione. La prova consiste nell'applicare al provino una forza assiale di intensità regolabile, prima crescente e poi decrescente, fino a provocarne la rottura, e nel registrare i correlativi allungamenti del provino. Sul diagramma carichi-allungamenti si distinguono quattro zone (si veda la Figura 5-1):

- a) nella prima zona l'andamento del diagramma è lineare, vale quindi la legge di Hooke, gli allungamenti sono piccolissimi, la riduzione delle dimensioni trasversali del provino per l'effetto Poisson è trascurabile. Dividendo il carico per l'area iniziale –praticamente coincidente con l'area effettiva del provino deformato elasticamente- si ottiene la tensione media effettiva ($\sigma = N/A$);
- b) la seconda zona è caratterizzata da un tratto ondulato con andamento medio pressochè orizzontale, dovuto all'insorgere delle deformazioni plastiche (snervamento). All'inizio della zona plastica si nota una brusca diminuzione del carico (carico di snervamento superiore), che poi si stabilizza dando origine al tratto orizzontale vero e proprio (carico di snervamento inferiore). Se la superficie del provino viene preventivamente lucidata, all'atto dello snervamento essa tende a diventare opaca per la comparsa di un reticolo ortogonale di striature molto sottili (linee di Lüders-Hartmann, ovvero linee di Piobert- Lüders). Le striature sono inclinate a circa 45° rispetto all'asse longitudinale del provino. Poichè il provino è sottoposto a trazione centrata, la tensione di trazione N/A rappresenta la tensione principale massima σ_1 , mentre la tensione principale minima σ_2 è nulla. Dal cerchio di Mohr, che descrive lo stato di tensione intorno ad un punto generico del provino, risulta che la tensione tangenziale massima è pari a $\sigma_1/2$ ed agisce sui piani inclinati a 45° rispetto alla giacitura della tensione principale massima. La terminologia della meccanica dei solidi continui non si presta, evidentemente, a descrivere fenomeni dipendenti dalla struttura discontinua della materia; possiamo peraltro tentare di interpretare il significato fisico delle linee di Lüders-Hartmann, dicendo che esse

corrispondono all'intersezione di piani di scorrimento, attivati nel provino dal raggiungimento del valore critico ($\tau_{max} = \sigma_{1/2}$), con la superficie laterale del provino stesso. Con la terminologia appropriata della Scienza dei metalli l'espressione "piano di scorrimento", usata in precedenza, dovrebbe essere sostituita con quella di "bande di scorrimento" o "bande di dislocazione".

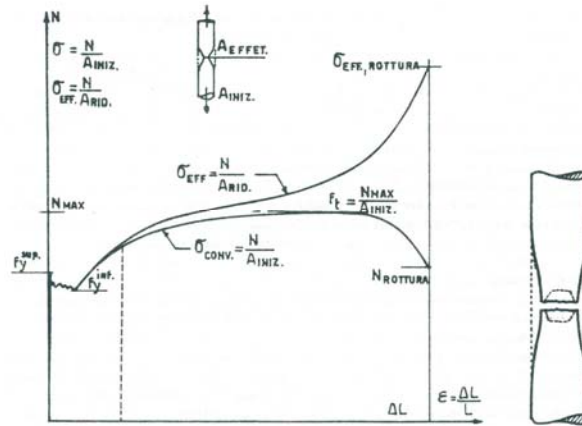


Figura 5-1

- c) la terza zona è caratterizzata da un ramo ascendente, in cui l'aumento dell'allungamento si ottiene solo aumentando il carico (incrudimento). Per avere una prima idea, sia pure approssimativa, della causa dell'incrudimento, possiamo dire che, durante il precedente tratto plastico, le "bande di scorrimento" sono aumentate di numero al punto tale di interferire nel movimento l'una con l'altra, con l'effetto di autobloccarsi e di arrestare l'allungamento del provino a carico costante. Durante questa fase la contrazione trasversale del provino non è più trascurabile, cosicché si comincia a notare una differenza fra la tensione calcolata dividendo il carico per l'area effettiva ridotta a quella calcolata con l'area iniziale. Il tratto crescente termina quando la contrazione trasversale cessa di essere uniforme, ma si localizza in una zona ristretta del provino (strizione).
- d) la quarta zona, ad andamento discendente, descrive la riduzione del carico di prova, effettuata dall'operatore per seguire l'evoluzione delle deformazioni plastiche nel provino che, a causa della strizione, non è più a sezione costante, ma presenta un tratto a sezione variabile, che tende a restringersi sempre più, fino a che si verifica la rottura. Durante tutto lo svolgimento della quarta zona, la tensione effettiva aumenta, anche se il carico totale viene gradualmente ridotto, perchè prevale l'influenza della strizione, che diminuisce, come detto, l'area della sezione trasversale. L'aspetto della sezione di rottura del provino sottoposto a trazione centrata fornisce informazioni molto interessanti sulle caratteristiche dell'acciaio (frattoscopia e frattografia microscopica). Nel caso degli acciai a basso tenore di carbonio l'aspetto tipico è quello "a coppa e cono", con cratere completo o parziale. Nella zona centrale, interna al cratere, si nota una superficie piana in cui ha avuto luogo il distacco per decoesione fra i due pezzi del provino.

Le modalità ora descritte sono quelle della "frattura duttile", così detta perchè la frattura propriamente detta (il distacco per decoesione dovuto alle tensioni normali di trazione) è preceduto da deformazioni plastiche, che conducono alla strizione ed alla formazione del cratere. Dalla prova di trazione sopra illustrata si ricavano:

1. la tensione di snervamento che, secondo le norme ISO (International Organization for Standardization) dovrebbe riferirsi al limite inferiore. Nella pratica è più comodo riferirsi a quello superiore, per la facilità con la quale esso viene determinato, cosicché è stato proposto o di calcolare il limite inferiore in funzione del limite superiore, deducendo da questo ultimo una tensione di valore appropriato, ma convenzionale, oppure di adottare ufficialmente il limite superiore;
2. la tensione di rottura, calcolata in modo convenzionale, come già precedentemente detto;
3. il modulo di elasticità longitudinale $E = \sigma/\varepsilon$;
4. l'allungamento percentuale a rottura, misurato dopo la prova accostando i due pezzi del provino rotto, su cinque diametri (A) oppure su dieci diametri (A10) secondo che la lunghezza iniziale di riferimento sia pari, rispettivamente, a cinque o a dieci volte il diametro del provino di sezione circolare.
5. Se la sezione del provino non è circolare, si calcola il diametro della sezione circolare di area uguale a quella effettiva e si procede come nel caso di provino cilindrico.
6. Gli allungamenti percentuali A ed A10 sono espressi da numeri differenti, perchè il medesimo contributo all'allungamento totale della zona localizzata di strizione influisce in maniera diversa sull'allungamento percentuale, a causa della diversa lunghezza di riferimento.
7. La contrazione percentuale, misurata in corrispondenza della sezione di rottura $Z = (A_0 - A)/A_0$ in cui A_0 è la sezione iniziale del provino scarico ed A è la sezione ridotta di rottura. Inoltre il referto frattoscopico fornisce utili informazioni su eventuali difetti di omogeneità e di isotropia del materiale.

La prova di carico-scarico ed inversione della forza centrata, quella di durezza e quella di piegamento (qui non riportate per brevità) caratterizzano completamente, assieme alla prova di trazione, il comportamento degli acciai da carpenteria sotto azioni di tipo statico.

5.2 Prove sperimentali

Come già indicato in precedenza, l'accertamento delle caratteristiche meccaniche, il prelievo dei saggi, la posizione nel pezzo da cui devono essere prelevati, la preparazione delle provette e le modalità di prova sono rispondenti alle prescrizioni delle norme UNI EU 18 (dic. 1980), UNI 552 (ott. 1986), UNI EN 10002/1a (gen. 1992), UNI EN 10025 (feb. 1992).

5.3 Chiodi

Per i chiodi da ribadire a caldo si devono impiegare gli acciai previsti dalla UNI 7356 (dic. 1974).

5.4 Bulloni

Vite	normali			alta resistenza	
	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Dado	4	5	6	8	10

5.4.1 Bulloni per giunzioni ad attrito

Elemento	Materiale	Riferimento
Viti	8.8 – 10.9 secondo UNI EN 20898/1 (dic. '91)	UNI 5712 (giu. '75)
Dadi	8 – 10 secondo UNI 3740/4a (ott. '85)	UNI 5713 (giu. '75)
Rosette	Acciaio C 50 UNI 7845 (nov. '78) temprato e rinvenuto HRC 32 - 40	UNI 5714 (giu. '75)
Piastrine	Acciaio C 50 UNI 7845 (nov. '78) temprato e rinvenuto HRC 32 – 40	UNI 5715 (giu. '75) UNI 5716 (giu. '75)

5.4.2 Interasse e distanza dai margini

Per l'applicabilità dei criteri di verifica indicati oltre, facendo riferimento alla Figura 5-2 ed avendo indicato con t_{min} il minore degli spessori degli elementi collegati, deve risultare:

- interasse fori in direzione della forza
 - elementi compressi $15 t_{min} \geq p \geq 3 d$
 - elementi tesi $25 t_{min} \geq p \geq 3 d$
- distanza fori dal bordo libero in direzione della forza
 - bordo non irrigidito $a \geq 2 d$
 - bordo irrigidito $a \leq 6 t_{min}$
- distanza fori dal bordo libero in direzione perpendicolare alla forza
 - bordo non irrigidito $a \geq 1.5 d$
 - bordo irrigidito $a \leq 6 t_{min}$

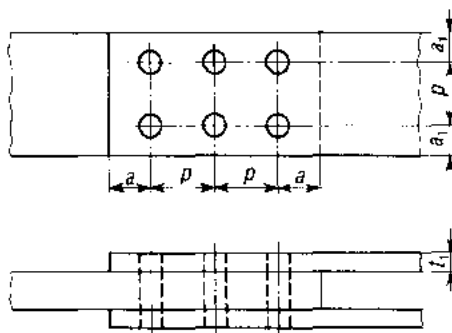


Figura 5-2

5.5 Saldature

5.5.1 Procedimenti di saldatura

Possono essere impiegati i seguenti procedimenti:

- saldatura manuale ad arco con elettrodi rivestiti;
- saldatura automatica ad arco sommerso;
- saldatura automatica o semi-automatica sotto gas protettore (CO₂ o sue miscele);
- altro procedimento di saldatura la cui attitudine a garantire una saldatura pienamente efficiente deve essere previamente verificata mediante le prove indicate al successivo punto 3.5.2.

Per la saldatura manuale ad arco devono essere impiegati elettrodi omologati secondo UNI 5132 (ott. 1974) adatti al materiale base:

- per gli acciai Fe360 ed Fe430 devono essere impiegati elettrodi del tipo E44 di classi di qualità 2, 3, o 4; per spessori maggiori di 30mm o temperatura di esercizio minore di 0°C saranno ammessi solo elettrodi di classe 4B;
- per l'acciaio Fe510 devono essere impiegati elettrodi del tipo E52 di classi di qualità 3B o 4B; per spessori maggiori di 20mm o temperature di esercizio minori di 0°C saranno ammessi solo elettrodi di classe 4B.

Per gli altri procedimenti di saldatura si dovranno impiegare i fili, i flussi (o i gas) e la tecnica esecutiva usati per le prove preliminari (di qualifica) di cui al punto seguente.

5.5.2 Prove preliminari di qualifica dei procedimenti di saldatura

L'impiego di elettrodi omologati secondo UNI 5132 (ott. 1974) esime da ogni prova di qualifica del procedimento.

Per l'impiego degli altri procedimenti di saldatura occorre eseguire prove preliminari di qualifica intese ad accertare:

- l'attitudine ad eseguire i principali tipi di giunto previsti nella struttura ottenendo giunti corretti sia per aspetto esterno che per assenza di sensibili difetti interni, da accertare con prove non distruttive o con prove di rottura sul giunto;
- la resistenza a trazione su giunti testa a testa, mediante provette trasversali al giunto, resistenza che deve risultare non inferiore a quella del materiale base;
- la capacità di deformazione del giunto, mediante provette di piegamento che dovranno potersi piegare a 180° su mandrino con diametro pari a 3 volte lo spessore per l'acciaio Fe360 ed Fe430 e a 4 volte lo spessore per l'acciaio Fe510;
- la resilienza su provette intagliate a V secondo EN 10045/1a (gen. 1992) ricavate trasversalmente al giunto saldato, resilienza che verrà verificata a +20°C se la struttura deve essere impiegata a temperatura maggiore od uguale a 0°C, e a 0°C nel caso di temperature minori; nel caso di saldatura ad elettrogas o elettroscoria tale verifica verrà eseguita anche nella zona del materiale base adiacente alla zona fusa dove maggiore è l'alterazione metallurgica per l'alto apporto termico.

I provini per le prove di trazione, di piegamento, di resilienza ed eventualmente per le altre prove meccaniche, se ritenute necessarie, verranno ricavate da saggi testa a testa saldati; saranno scelti allo scopo gli spessori più significativi della struttura.

5.5.3 Giunti testa a testa od a T a completa penetrazione

Con riferimento alla Figura 5-3, per il calcolo delle tensioni derivanti da azioni di trazione o compressione agenti normalmente all'asse della saldatura o da azioni di taglio, deve essere considerata come sezione resistente la sezione longitudinale della saldatura stessa, avente come larghezza il minore dei due spessori collegati (per giunti di testa) o lo spessore dell'elemento a completa penetrazione (se giunti a T).

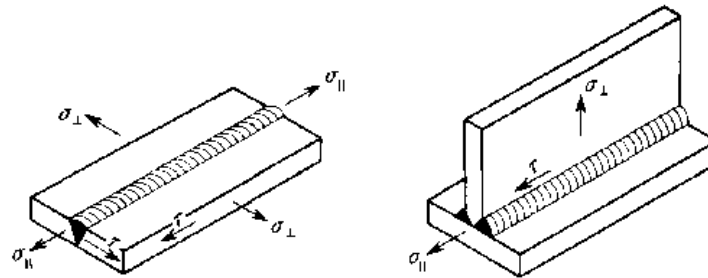


Figura 5-3

Per il calcolo delle tensioni derivanti da azioni di trazione o compressione parallele all'asse della saldatura, è considerata come sezione resistente quella del pezzo saldato ricavata normalmente all'asse predetto (materiale base + materiale d'apporto).

Tabella 5-5

Stato limite	
Giunto	$\sigma_{id} \leq$
I classe	fd
II classe	0.85 fd
fd resistenza di progetto del materiale base	

La tensione ideale calcolata secondo la seguente formula dovrà risultare minore od uguale ai limiti riportati in Tabella 5-5.

$$\sigma_{id} = (\sigma_{\perp}^2 + \sigma_{\parallel}^2 - \sigma_{\perp} \sigma_{\parallel} + \tau_{\parallel}^2)^{0.5}$$

dove σ_{\perp} è la tensione di trazione o compressione normale alla sezione longitudinale della saldatura, σ_{\parallel} è la tensione di trazione o compressione parallela all'asse della saldatura e τ_{\parallel} è la tensione tangenziale nella sezione longitudinale della saldatura.

5.5.4 Giunti a cordoni d'angolo

Per il calcolo delle tensioni derivanti da azioni di trazione o compressione agenti normalmente all'asse della saldatura o da azioni di taglio, deve essere considerata come sezione resistente la sezione di gola del cordone di saldatura; ai fini del calcolo essa ha come lunghezza quella intera del cordone, purché questo non abbia estremità palesemente mancanti o difettose, e come larghezza l'altezza del triangolo inscritto nella sezione trasversale del cordone (Figura 5-4).

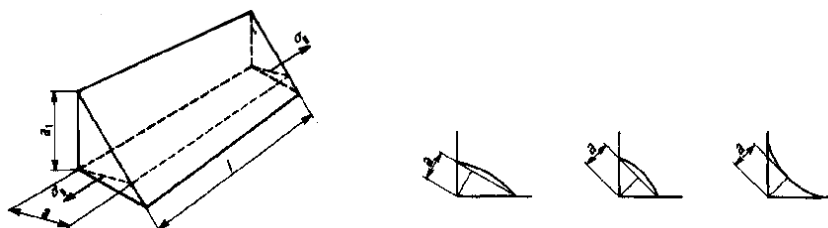


Figura 5-4

Eventuali tensioni σ_{\parallel} di trazione o di compressione presenti nella sezione trasversale del cordone, inteso come parte della sezione resistente della membrana, non devono essere prese in considerazione ai fini della verifica del cordone stesso. Il calcolo convenzionale delle tensioni deve essere eseguito ribaltando su uno dei lati del cordone la sezione di gola (Figura 5-5). La tensione risultante dalle azioni esterne sulla sezione di gola deve essere scomposta secondo tre direzioni ortogonali nelle componenti di modulo τ_{\parallel} , τ_{\perp} e σ_{\perp} .

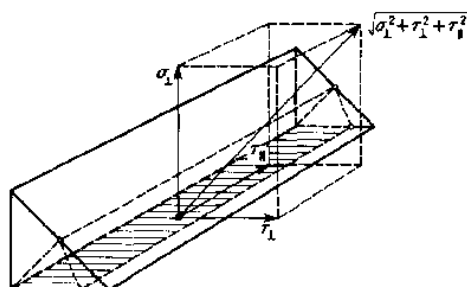


Figura 5-5

Per la verifica, i valori assoluti delle componenti sopraddette devono verificare le limitazioni di cui al paragrafo corrispondente.

5.5.5 Classi delle saldature

Per giunti testa a testa, od a croce od a T, a completa penetrazione, si distinguono due classi di giunti.

- **Prima classe.** Comprende i giunti effettuati con elettrodi di qualità 3 o 4 secondo UNI 5132 (ott. 1974) o con gli altri procedimenti qualificati di saldatura indicati al § 3.5.1 e realizzati con accurata eliminazione di ogni difetto al vertice prima di effettuare la ripresa o la seconda saldatura. Tali giunti debbono inoltre soddisfare ovunque l'esame radiografico con i risultati richiesti per il raggruppamento B della UNI 7278 (lug. 1974). L'aspetto della saldatura dovrà essere ragionevolmente regolare e non presentare bruschi disavviamenti col metallo base specialmente nei casi di sollecitazione a fatica.
- **Seconda classe.** Comprende i giunti effettuati con elettrodi di qualità 2, 3 o 4 secondo UNI 5132 (ott. 1974) o con gli altri procedimenti qualificati di saldatura indicati al § 3.5.1 e realizzati egualmente con eliminazione dei difetti al vertice prima di effettuare la ripresa o la seconda saldatura. Tali giunti debbono inoltre soddisfare ovunque l'esame radiografico con i risultati richiesti per il raggruppamento F della UNI 7278 (lug. 1974).
- L'aspetto della saldatura dovrà essere ragionevolmente regolare e non presentare bruschi disavviamenti col metallo base.

5.6 Riferimenti

- [1] D.M. 9/1/96, *Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche.*
- [2] Circolare ministeriale 15 Ottobre 1996 n. 252, *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M. 9 gennaio 1996.*
- [3] Eurocodice 3 – *Progettazione delle strutture di acciaio*, ENV 1993-1-1, aprile 1992.
- [4] CNR UNI 10011/88, *Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.*
- [5] AA.VV. - *Construction métallique et mixte acier-beton. Calcul et dimensionnement* - Eyrolles, Parigi, 1992.
- [6] F. Radogna - *Tecnica delle Costruzioni – Fondamenti delle costruzioni di acciaio* - Zanichelli Ed., 2002.
- [7] G. Ballio, F.M. Mazzolani - *Strutture in acciaio* - Hoepli Ed., 1991.
- [8] MIL-17-HDBK – *Polymer Matrix Composites - Volume 1. Guidelines for Characterization of Structural Materials* – 1994
- [9] MIL-17-HDBK – *Polymer Matrix Composites - Volume 2. Materials Properties* – 1994
- [10] MIL-17-HDBK – *Polymer Matrix Composites - Volume 3. Materials usage, Design and Analysis* – 1994

6 Carichi

Il concentratore solare può essere soggetto a diverse tipologie di carico classificabili, in generale, come: carichi permanenti (es.: peso proprio), carichi variabili (azione del vento) e carichi accidentali (sisma). Qui di seguito ne vengono descritti alcuni. In particolare si evidenzia come per i carichi derivanti dall'azione del vento e della neve si sia provveduto a sviluppare alcuni aspetti di cui la presente normativa era carente.

6.1 Carichi permanenti

6.1.1 Peso proprio

Il peso proprio del collettore è di fatto l'unico carico permanente esistente per la struttura in oggetto. L'entità di tale carico deve essere valutata sulla base delle densità associate a ciascuno dei materiali utilizzati. Nel caso dell'acciaio, costituente principale della struttura, la sua densità è indicata nella sezione di questo documento appositamente dedicata ai materiali. Per i materiali di differente tipo andranno indicate le densità ad essi associabili. Se si effettua una analisi del comportamento meccanico di una sottostruttura, il peso proprio dovrà essere correttamente portato in considerazione come carico concentrato e/o distribuito equivalente.

6.2 Carichi variabili

6.2.1 Azione del vento sulla parabola

Le azioni dovute al vento costituiscono per il concentratore solare il carico principale. Tale carico si esplica in una pressione/depressione esercitata sulle superfici riflettenti e, di conseguenza, in forze e momenti che vanno a caricare le strutture di supporto delle superfici medesime.

Definizione di velocità media del vento

La velocità media del vento in funzione della distanza dal suolo $V_m(z)$ è definita:

$$V_m(z) = C_r(z) \cdot C_t(z) \cdot V_{ref}$$

dove:

- V_{ref} è la velocità del vento di riferimento;
- $C_r(z)$ è il coefficiente di rugosità;
- $C_t(z)$ è il coefficiente topografico.

Velocità di riferimento del vento

La velocità di riferimento del vento (V_{ref}), è definita come la velocità media del vento su 10 min, a 10m d'altezza al di sopra del suolo, in un terreno di seconda categoria e avente una probabilità annuale di eccedenza di 0,02 (comunemente si dice "avente un periodo di ritorno di 50 anni"). In Italia, per il calcolo della velocità di riferimento del vento, viene proposta la seguente relazione, espressa in funzione della sola altitudine del sito:

$$\begin{aligned} V_{ref} &= V_{ref,0} && \text{per } a_s \leq a_0; \\ V_{ref} &= V_{ref,0} + k_a (a_s - a_0) && \text{per } a_s > a_0; \end{aligned}$$

dove a_s è l'altitudine [m] sopra il livello del mare del sito della struttura.

In Tabella 6-1 sono riportati i valori base della velocità di riferimento del vento per differenti zone italiane.

Velocità di picco del vento

La velocità di picco del vento può essere vista come la sovrapposizione della velocità media del vento più una sua variazione dovuta alle condizioni di turbolenza presenti. In tal modo è possibile scrivere che:

$$V_{picco}(z) = G(z) \cdot V_m(z)$$

dove con $G(z)$ si è indicato il “fattore di picco”. Tale fattore ha la seguente espressione:

$$G(z) = \sqrt{1 + \frac{7}{C_t(z) \cdot \ln(z/z_0)}}$$

Il valore di G in genere si aggira tra 1.5 e 1.6.

Tabella 6-1 – Parametri di base per il calcolo della velocità di riferimento del vento per differenti zone italiane

Zona	Descrizione	$V_{ref,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (eccetto la provincia di Trieste)	25	1000	0,012
2	Emilia Romagna	25	750	0,024
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Campania, Puglia, Basilicata, Calabria (eccetto la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,030
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,030
5	Sardegna (Iato est della linea congiungente capo Teulada con l'isola della Maddalena)	28	750	0,024
6	Sardegna (Iato ovest della linea congiungente capo Teulada con l'isola della Maddalena)	28	500	0,030
7	Liguria	29	1000	0,024
8	Provincia di Trieste	31	1500	0,012
9	Isole (eccetto Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,030

Nota: la verifica ai carichi di collasso deve essere effettuata necessariamente sulla base della velocità di picco in quanto questa, sia pure di breve durata, è in grado di dare un sovraccarico tale da raggiungere il limite di resistenza del materiale. Per quanto invece riguarda le verifiche delle prestazioni in esercizio è più logico utilizzare la velocità media ovvero un fattore di picco $G = 1.0$.

Coefficiente di rugosità

Il coefficiente di rugosità, $C_r(z)$, tiene conto della variabilità della velocità media del vento e della conformazione del sito, considerando: l'altezza al di sopra del suolo e la rugosità del terreno in dipendenza della direzione del vento.

Il coefficiente di rugosità a quota z è definito dal profilo logaritmico:

$$C_r(z) = k_r \ln(z/z_0)$$

dove:

k_r è il fattore del terreno;

z_0 è la lunghezza di rugosità;

I parametri precedenti dipendono dalla categoria di esposizione del terreno. L'azione del vento dovrà essere valutata assumendo la categoria di esposizione in funzione della

posizione geografica definita dalla Figura 6-2 e la rugosità del terreno definita dalla Tabella 6-3.

Coefficiente topografico

Il coefficiente topografico $C_t(z)$, tiene conto dell'incremento della velocità media su scarpate e colline isolate, nel caso di regioni non ondulate o montagnose ed è correlato alla velocità del vento alla base della collina o della scarpata. Deve essere preso in considerazione per siti più vicini di metà della lunghezza del declivio della collina dalla cima, o 1.5 volte l'altezza del rilievo. Nelle valli, $C_t(z)$ può essere considerato pari a 1.0, se non sono attesi aumenti di velocità causati dall'effetto imbuto. Per strutture situate all'interno di valli, o per ponti che le attraversino, si deve tener conto degli incrementi della velocità del vento causati dall'effetto imbuto. Nel nostro caso si può assumere $C_t=1$.



Figura 6-1 – Mappa del vento in Italia.

Tabella 6-2 – Classi di rugosità del terreno

Classi di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane dove almeno il 115% è coperto con edifici e la loro altezza media supera 15 m.
B	Aree urbane (eccetto la classe A), suburbane, industriali e boschive.
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, edifici, muri, recinzioni); aree che non è possibile definire nelle classi A, B.
D	Aree senza o con rari ostacoli isolati (terreni aperti, aeroporti, terreni agricoli, pascoli, terre paludose o sabbiose, neve, ghiaccio, laghi, mari, ...).
La rugosità del terreno non dipende dalla topografia e dall'orografia. Le classi A, B si applicano ai siti circondati da questi terreni in tutte le direzioni per almeno 1 Km e comunque non meno di 20 volte l'altezza dell'edificio.	

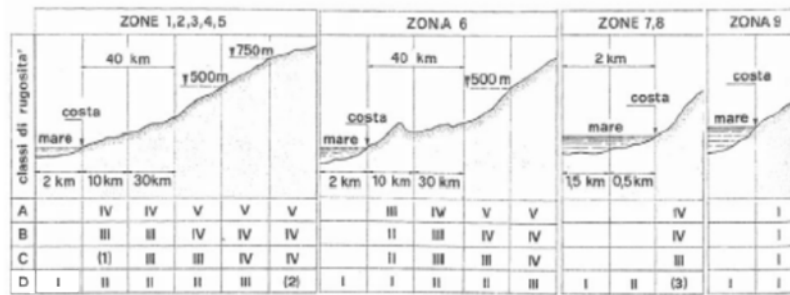


Figura 6-2 – Categorie di rugosità delle varie zone italiane.

Tabella 6-3 – Categorie di esposizione e relativi parametri

Categoria di esposizione	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Coefficiente aerodinamico

A partire da risultati ottenuti attraverso analisi CFD, si sono identificati i vari coefficienti di forma aerodinamici $C_f(z)$, relativi alle azioni esercitate dal vento sul collettore parabolico lineare in funzione della posizione angolare dello stesso. Tali coefficienti sono stati determinati per il collettore più sollecitato (collettore “periferico”: Figura-B-2, Tabella-B-0-2, Tabella-B-0-4 e Tabella-B-0-5 della Appendice B) e per quello meno sollecitato (collettore “interno”: Figura-B-3, Tabella-B-0-3, Tabella-B-0-6 e Tabella-B-0-7 della Appendice B). Si è considerato come collettore periferico quello di prima fila in assenza di qualsiasi schermo frangivento artificiale e come collettore interno quello di sesta fila, preso come rappresentativo di tutte le file di collettori interni.

Azioni caratteristiche

Partendo dai coefficienti di forma riportati è possibile determinare le azioni corrispondenti facendo riferimento alle seguenti relazioni:

Spinta :
$$F_x = q(V_r) \cdot C_e(z) \cdot C_{fx}(\alpha) \cdot A$$

Portanza :
$$F_y = q(V_r) \cdot C_e(z) \cdot C_{fy}(\alpha) \cdot A$$

Momento torcente :
$$M_z = q(V_r) \cdot C_e(z) \cdot C_{mz}(\alpha) \cdot A \cdot a$$

Pressione media :
$$P_m = q(V_r) \cdot C_e(z) \cdot C_{pm}(\alpha)$$

Distribuzione di pressione :
$$P(x) = q(V_r) \cdot C_e(z) \cdot C_p(\alpha, x)$$

dove:

$$q(V_r) = \frac{V_r^2}{1.6}$$

pressione dinamica di riferimento [N/m²]

$$C_e(z) = C_r^2(z) \cdot G^2(z)$$

coefficiente di esposizione

e con:

z	:	altezza dal suolo [m]
α	:	posizione angolare collettore [°]
x	:	coordinata che si sviluppa secondo l'apertura della parabola
Vr	:	velocità del vento a 10 m di altezza [m/s]
kr, z0	:	parametri funzione della categoria di esposizione del sito
A	:	area del collettore [m ²]
a	:	apertura del collettore [m]

6.2.2 Azione del vento sul ricevitore

La pressione del vento su un tubo ricevitore, nella ipotesi di flusso indisturbato risulta espressa dalla formula:

$$p = q_{ref} \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

dove:

q_{ref}	è la pressione cinetica di riferimento,
C_e	è il coefficiente di esposizione,
C_p	è il coefficiente di forma e
C_d	è il coefficiente dinamico.

La pressione cinetica di riferimento q_{ref} , espressa in N/m², ed il coefficiente di esposizione C_e sono già stati trattati nel paragrafo precedente e si rimanda ad esso per ogni informazione. Il coefficiente di forma C_p per un corpo cilindrico è dato dalla Normativa in funzione del valore assunto dall'espressione:

$$d \cdot \sqrt{q_{ref} \cdot C_e}$$

Per i corpi cilindrici a sezione circolare di diametro d e lunghezza h i coefficienti di forma sono i seguenti:

$$C_p = \begin{cases} 1.2 & \text{per } d\sqrt{q} \leq 2.2 \\ (1.783 - 0.263d\sqrt{q}) & \text{per } 2.2 < d\sqrt{q} < 4.2 \\ 0.7 & \text{per } d\sqrt{q} \geq 4.2 \end{cases}$$

essendo d , espresso in metri, il diametro esterno del tubo. Il coefficiente dinamico C_d , in assenza di valori certi viene preso pari a 1. Il tubo ricevitore risulta anche spinto da un'azione tangente del vento fornita dalla formula:

$$p_f = q_{ref} \cdot C_e \cdot C_f$$

dove C_f è il coefficiente di attrito, che per superfici lisce può essere posto uguale a 0.01. Moltiplicando le spinte, per unità di superficie, per il diametro esterno del tubo ricevitore si ottengono i valori della la spinta sia normale che tangente per unità di lunghezza:

$$P = p \cdot d \quad \text{N/m} \qquad T = p_f \cdot d \quad \text{N/m}$$

Poiché il tubo ricevitore è posizionato ad una distanza di h (m) dal tubo di torsione, la spinta orizzontale produce su questo ultimo un momento torcente pari a:

$$M_{tor} = P \cdot h \quad \text{Nm/m.}$$

Tali valori in realtà dovrebbero essere variati in funzione della posizione della parabola per portare in conto l'effetto schermante della stessa.

6.2.3 Azione della neve

Il carico neve sulle coperture sarà valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i q_{sk}$$

dove

q_s : è il carico neve sulla copertura;

μ_i : è il coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} : è il valore di riferimento del carico neve al suolo.

Il carico agisce in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Carico di neve al suolo.

Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. In mancanza di adeguate indagini statistiche, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni nel seguito riportate, cui corrispondono valori con periodo di ritorno di circa 200 anni.

Zona I

Regioni: Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Emilia Romagna, Friuli Venezia Giulia, Veneto, Abruzzi, Molise, Marche

$$q_{sk} = 1.60 \quad \text{kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 1.60 + 3(a_s - 200)/1000 \quad \text{kN/m}^2 \quad 200 \text{ m} < a_s \leq 750 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 3.25 + 8.5(a_s - 750)/1000 \quad \text{kN/m}^2 \quad a_s > 750 \text{ m}$$

Zona II

Regioni: Liguria, Toscana, Umbria, Lazio, Campania (Province di Caserta, Benevento, Avellino), Puglia (Provincia di Foggia)

$$q_{sk} = 1.15 \quad \text{kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 1.15 + 2.6(a_s - 200)/1000 \quad \text{kN/m}^2 \quad 200 \text{ m} < a_s \leq 750 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 2.58 + 8.5(a_s - 750)/1000 \quad \text{kN/m}^2 \quad a_s > 750 \text{ m}$$

Zona III

Regioni: Campania (Province di Napoli e Salerno), Puglia (escluso Provincia di Foggia), Basilicata, Calabria, Sardegna, Sicilia

$$q_{sk} = 0.75 \quad \text{kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 0.75 + 2.2(a_s - 200)/1000 \quad \text{kN/m}^2 \quad 200 \text{ m} < a_s \leq 750 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 1.96 + 8.5(a_s - 750)/1000 \quad \text{kN/m}^2 \quad a_s > 750 \text{ m}$$

L'altitudine di riferimento a_s è la quota sul livello del mare nel sito di realizzazione dell'edificio. Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si dovrà fare riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione utilizzando comunque valori di carico neve non inferiori a quelli previsti per 1500 m.

Periodo di ritorno

In mancanza di specifiche indagini statistiche il valore di riferimento del carico neve al suolo $q_{ref}(T_r)$, riferito ad un generico intervallo di ritorno T_r , è dato dall'espressione:

$$q_{ref}(T_r) = \alpha_{Rn} q_{sk}$$

dove:

- ✚ q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo associato ad un intervallo di ritorno di 200 anni;
- ✚ α_{Rn} è un coefficiente fornito dalla Figura 6-3 a cui corrisponde l'espressione:

$$\alpha_{Rn} = 0,273 \{1 - 0,5 \ln [-\ln (1 - 1/Tr)]\}$$

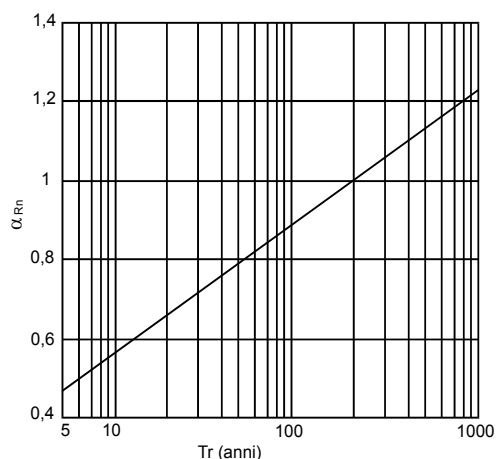


Figura 6-3 – Valori del carico neve al suolo in funzione dell'intervallo di ritorno.

Coefficienti di forma per il carico neve

In generale possono essere utilizzati i coefficienti di forma per il carico neve contenuti nel presente paragrafo, dove vengono indicati i relativi valori nominali per le coperture a una o più falde, essendo α , in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale.

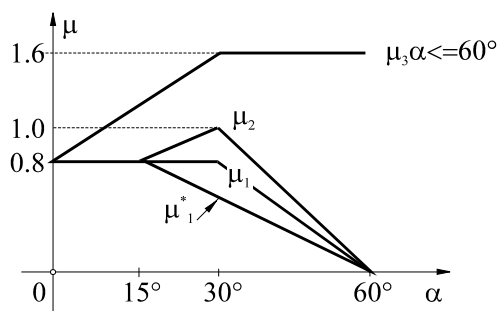


Figura 6-4

Tabella 6-4

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ$	$15^\circ < \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha > 60^\circ$
μ_1	0,8	0,8	$0,8(60-\alpha)/30$	0,0
μ_2	0,8	$0,8+0,4(\alpha-15)/30$	$(60-\alpha)/30$	0,0
μ_3	$0,8+0,8\alpha/30$	$0,8+0,8\alpha/30$	1,6	-
μ_1^*	0,8	$0,8(60-\alpha)/45$		0

I coefficienti di forma μ_1 , μ_2 , μ_3 , μ_1^* , si riferiscono alle coperture ad una o più falde, e sono da valutare in funzione di α , come indicato nel D.M. 16/01/96.

Oltre tali tipi di coperture possono essere considerate, per posizioni particolari della parabola, anche i coefficienti relativi a coperture cilindriche.

Coperture cilindriche.

In assenza di ritegni che impediscano lo scivolamento della neve, per le coperture cilindriche di qualsiasi forma ed a singola curvatura del medesimo segno, verrà considerata la più gravosa fra la distribuzione di carico uniforme ed asimmetrica, indicate nella Figura 6-5. I valori dei coefficienti di forma sono indicati in Figura 6-6.

Nota:

Ad ogni punto del profilo, β è l'angolo fra l'orizzontale e la tangente alla curva in quel punto. Il coefficiente di forma è determinato come segue:

$$\begin{aligned} \beta \leq 60^\circ & \quad \mu_1 = 0.8 \\ & \quad \mu_2 = 0.2 + 10 \cdot (h/l) \text{ con la limitazione } \mu_2 \leq 2,0 \\ & \quad \mu_3 = 0.5 \cdot \mu_2 \\ \alpha > 60^\circ & \quad \mu_1 = \mu_2 = \mu_3 = 0. \end{aligned}$$

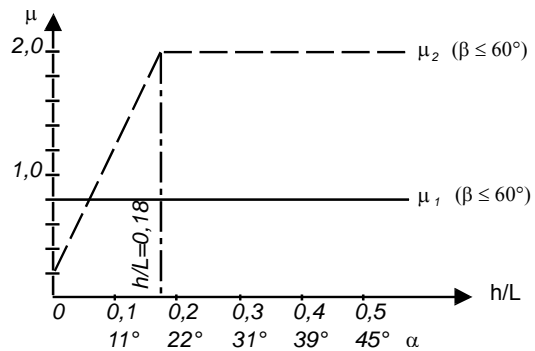
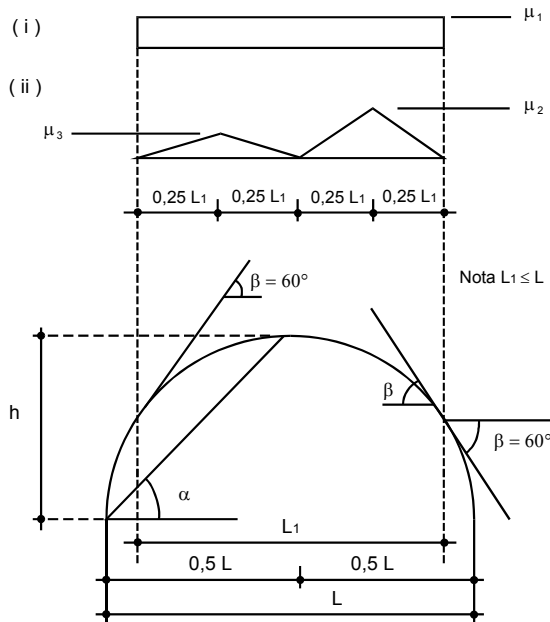


Figura 6-6 - Coefficienti di forma per differenti valori del rapporto freccia/luce.

Figura 6-5 - Coefficienti di forma per coperture cilindriche.

Esempio di schematizzazione.

Qualora collettore parabolico sia disposto con concavità verso l'alto, per determinare i coefficienti di forma μ_i , è possibile valutare, in via approssimata, la massima pendenza del collettore stesso rispetto all'orizzontale.

Essendo il profilo dell'elemento definito dalla curva $y = x^2/4f$, dove $-2950 < x < 2950$ (mm), $f = 1810$ (mm), ed essendo la pendenza definita da $y = x/2f$, il suo massimo valore risulta pari a 0.815, corrispondente ad un angolo α tale che $\text{tg } \alpha = 0.815$; si ha cioè che $\alpha = 39^\circ$ (circa). Se consideriamo invece il valore corrispondente ad $x/2$, $\alpha = 22^\circ$. Assumendo quindi $\alpha = 22^\circ$ come valore medio, si possono calcolare i coefficienti di forma così come indicato dalla Normativa.

Le condizioni di carico corrispondenti sono visualizzate nella Figura 6-7.

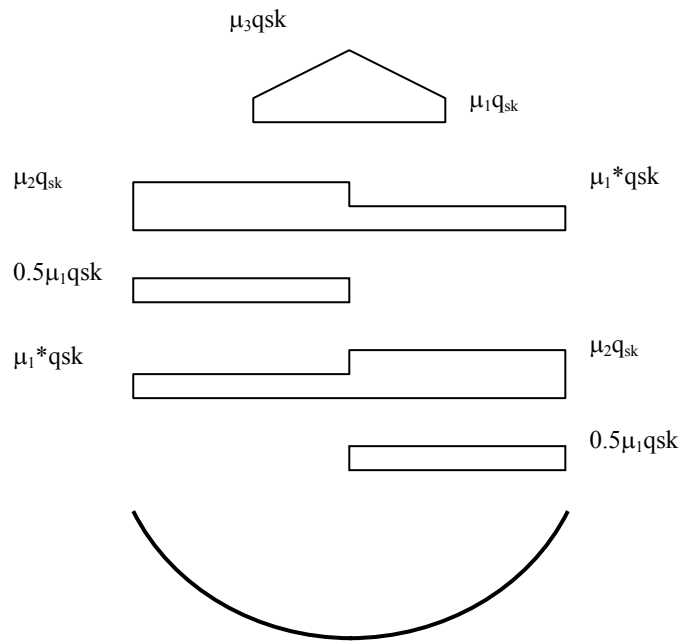


Figura 6-7 - Esempio di applicazione della condizione di carico da sola neve nel caso di collettore parabolico disposto in posizione di attesa

L'esempio illustrato schematizza, in via esemplificativa, una curvatura parabolica con una spezzata e prende come riferimento l'angolo medio di pendenza del collettore rispetto all'orizzontale. Il collettore, in quanto elemento caratterizzato da una superficie che può essere interessata dall'agente atmosferico in esame, è in questo senso assimilabile ad una "copertura" a doppia falda. Un'analisi più approfondita dovrebbe comunque condurre a rappresentare detto elemento in termini di "copertura" cilindrica, secondo quanto precedentemente riportato.

Densità della neve.

La densità della neve aumenta in generale con l'età del manto nevoso e dipende dalla posizione del sito, dal clima e dall'altitudine. Nella Tabella 6-5 sono forniti valori indicativi della densità media della neve al suolo.

Tabella 6-5 - Densità media della neve al suolo

Tipo di neve	Densità della neve (kN/m ³)
Neve fresca, appena caduta	1,0
Dopo parecchie ore o giorni dalla caduta	2,0
Dopo parecchie settimane o mesi dalla caduta	2,5 - 3,5
Umida	4,0

6.2.4 Termica

Si considerino le variazioni di temperatura rispetto a quella iniziale di riferimento, assunta quale convenzionale zero termico. La variazione termica massima nell'arco dell'anno per le strutture in acciaio esposte, nel singolo elemento strutturale è assunta convenzionalmente pari a $\pm 25^{\circ}\text{C}$. Supponendo la temperatura iniziale di riferimento pari a 20°C l'escursione termica annuale della struttura varia tra -5° e 45°C . Di regola, per le strutture monodimensionali, la variazione termica si può considerare uniforme sulla sezione e costante su ogni elemento strutturale. Opportuna attenzione deve essere posta nella schematizzazione dei vincoli a terra nella modellazione strutturale di calcolo per le strutture in acciaio. In casi particolari può essere necessario considerare, oltre alla variazione uniforme, anche una seconda distinta condizione di più breve durata con variazione lineare della temperatura nella sezione. Va inoltre tenuto presente che possono aversi differenze di temperatura tra struttura ed elementi non strutturali ad essa collegati (ad esempio le superfici riflettenti).

6.2.5 Cedimenti differenziali

Sia la Normativa italiana che l'Eurocodice 3 classificano le deformazioni imposte all'interno delle "azioni" (§ 3.2.2) e più prettamente le qualificano quali "azioni indirette", generatisi a seguito di un effetto termico o di possibili assestamenti strutturali. In quanto tali, quindi, i cedimenti differenziali potranno poi rappresentare una situazione "ultima" o "di esercizio" (come illustrato nel seguito) a seconda dei requisiti funzionali dell'opera; per la struttura in oggetto il verificarsi di un cedimento di un suo qualunque punto è ravvisabile come situazione inammissibile se non in fase ultima. L'esplicarsi di cedimenti differenziali è peraltro situazione possibile nel momento in cui venga studiata l'interazione terreno-struttura: il terreno viene infatti generalmente modellato come costituito da un letto di molle cedevoli elasticamente, sicché è il vincolo stesso che induce la necessità di tener conto di cedimenti aventi entità definibili a seconda delle caratteristiche meccaniche del terreno stesso. Detto cedimento può essere trascurabile nel momento in cui si assicuri una struttura fondazionale appropriata, ma anche in tal caso non è invece eliminabile quella quota di cedimento "di progetto" conseguente al collasso di una o più parti strutturali portanti, nella fattispecie i cavalletti di acciaio o supporti (intermedi e finali) dei moduli. E' quindi compito del progettista valutare l'entità dei cedimenti differenziali di progetto da valutarsi per l'opera, soprattutto consideratane la peculiarità in termini di tipologia strutturale.

6.3 Riferimenti

- [1] Normativa Italiana ed Europea
- [2] A. Miliozzi, A. De Luca - *Valutazione dell'azione del vento sui concentratori solari parabolici lineari* – SOL/RS/2002/06
- [3] A. De Luca – *Valutazione dell'azione del vento sul receiver di un concentratore solare* – SOL/RS/2002/08
- [4] D. Nicolini, G. M. Giannuzzi - *Valutazione dei carichi agenti sui supporti del sistema ricevitore di un collettore solare parabolico lineare* - SOL/RS/2002/16
- [5] A. Miliozzi - *Messa a punto del modello fluidodinamico per la valutazione dei carichi del vento. Confronto dei risultati tra Fluent ed Ansys.* - Nota Tecnica ATS-04-003
- [6] A. Miliozzi - *Valutazione dell'azione del vento su un concentratore parabolico lineare* - Nota Tecnica ATS-04-004
- [7] Miliozzi A., Nicolini D., Giannuzzi G. M., Rondoni C., Chieruzzi M., Kenny J. M. – *Valutazione numerica dell'azione del vento sui concentratori parabolici lineari di un impianto solare ad alta temperatura* – SOL/RS/2004/13
- [8] Miliozzi A., Nicolini D. – *Analisi di sensibilità sul modello numerico utilizzato per la valutazione dell'azione del vento sui concentratori parabolici lineari di un impianto solare ad alta temperatura* – SOL/RS/2004/24
- [9] J.M. Kenny, C. Rondoni, M. Chieruzzi - *Progettazione, realizzazione ed esecuzione di prove in galleria del vento per un concentratore solare parabolico-lineare. Prove Sperimentali ed Analisi Fluidodinamiche* - Gruppo di Ricerca STM – Documento finale contratto ENEA - Maggio 2005
- [10] Miliozzi A., Nicolini D., J.M. Kenny, C. Rondoni, F. Crobu – *Verifica della affidabilità del modello numerico utilizzato per valutare l'azione del vento su concentratori parabolici lineari attraverso prove sperimentali in galleria del vento* – SOL/RS/2005/11

7 Il Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite

Un approccio più corretto o quanto meno più razionale al problema della sicurezza strutturale appare essere quello probabilistico. A tal fine, per giudicare l'affidabilità di una costruzione, bisogna considerare come variabili aleatorie (o processi stocastici) sia i carichi agenti sulla struttura che le resistenze di questa e, più in generale, tutti quei parametri la cui incertezza può influire sul risultato.

Assegnata cioè una struttura si possono individuare alcune sezioni critiche a calcolare in esse le componenti interne di sollecitazione $S(F)$, funzione dei carichi esterni F .

Nelle stesse sezioni si può definire il dominio di resistenza di queste, in termini di una funzione $R(Slim)$ che lega fra loro i valori limite $Slim$ delle azioni interne. Tale funzione dipenderà dalla resistenza del materiale f : $R = R|Slim(f) = R(f)$. La probabilità che in ogni sezione $S(F)$ sia interno al corrispondente dominio definito da $R(f)$ può essere assunta come misura dell'affidabilità strutturale.

La resistenza del materiale potrà essere definita da una tensione di riferimento (snervamento per l'acciaio); il valore caratteristico della resistenza è definito come quel valore avente la probabilità p_k (ad esempio il 5%) di essere minorato; similmente dicasi per i carichi (o azioni), dove ora il frattile è di ordine 0.95 (95%).

Precisato lo stato limite nei confronti del quale si vuole verificare la sicurezza e definire le leggi di distribuzione dei carichi e della resistenza del materiale, l'affermare che la probabilità p di superare un certo stato limite sia minore od uguale di un assegnato valore p_u equivale ad imporre che gli effetti del valore caratteristico del carico, amplificato di un opportuno coefficiente, siano minori della resistenza della struttura calcolata sulla base del valore caratteristico della tensione limite, eventualmente ridotto con un coefficiente opportuno. In definitiva, affermare che $p \leq p_u$ equivale ad imporre la disuguaglianza

$$S(\gamma F \cdot F_k) \leq R(f_k / \gamma_m)$$

dove F_k e f_k sono i valori caratteristici di F ed f , rispettivamente, ed i coefficienti γF e γ_m dipendono dal tipo di distribuzione di F ed f , dal frattile con cui sono definiti i valori caratteristici F_k e f_k e dal livello di probabilità p_u definito accettabile.

Se poi vi sono due o più carichi, la condizione $p \leq p_u$ equivale ad imporre che l'effetto di una o più opportune combinazioni lineari dei valori caratteristici dei carichi sia inferiore alla resistenza strutturale, funzione a sua volta della resistenza caratteristica del materiale o del particolare costruttivo diviso per un opportuno coefficiente γ_m :

$$S(\gamma F_1 F_1 + \gamma F_2 F_2 + \gamma F_1 F_1 + \dots \gamma F_n F_n) \leq R(f_k / \gamma_m)$$

Se si definisce:

- combinazione di progetto F_d la combinazione dei valori caratteristici dei carichi moltiplicati per opportuni coefficienti γF_i ;
- resistenza di progetto f_d il valore caratteristico della resistenza diviso per il coefficiente γ_m ;

la formula sopra riportata diviene:

$$S(F_d) \leq R(f_d)$$

Se si indicano con G_k il valore caratteristico dei carichi permanenti, Q_{ki} i valori caratteristici dei carichi variabili, γ_G il coefficiente dei carichi permanenti, γ_Q il coefficiente del carico variabile che ha effetto predominante, $\psi_i \gamma_Q$ il coefficiente di carico degli altri carichi variabili (con $\psi_i \leq 1$), la combinazione di progetto dei carichi F_d viene generalmente espressa nella forma

$$F_d = \gamma_G G_k + \gamma_Q (Q_{k1} + \sum_{i=2}^n \psi_i Q_{ki})$$

In essa il carico Q_{k1} , tenuto in conto per intero, è detto carico di base o fondamentale di combinazione. Gli $n-1$ carichi variabili Q_{ki} sono chiamati accompagnatori ed i coefficienti ψ_i dipendono dalla probabilità che i carichi variabili agiscano contemporaneamente fra loro. Se n sono i carichi variabili, esistono n combinazioni del tipo illustrato; ognuna di esse assume il carico i -esimo come fondamentale; di fatto molte delle n combinazioni di progetto potranno essere scartate a priori perché sicuramente a favore di sicurezza.

7.1 Azioni di calcolo

Per le verifiche secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite, le azioni agenti sulla struttura verranno quindi cumulate tra di loro nel modo più sfavorevole secondo combinazioni del tipo

$$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_q \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{0i} Q_{ik} \right]$$

Tra le azioni variabili, vento e sisma vengono assunti non combinarsi contemporaneamente.

7.2 Resistenza di calcolo

La resistenza di calcolo f_d è definita mediante

$$f_d = f_y / \gamma_m$$

con γ_m come nel seguito specificato. Per un acciaio laminato Fe360 si avrà, ad esempio,

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2 \text{ (spessori } < 40 \text{ mm)}$$

$$f_y = 210 \text{ N/mm}^2 \text{ (spessori superiori a 40 mm)}$$

7.3 Stati limite

I metodi di calcolo, utili per controllare il raggiungimento o meno di un prefissato stato limite, dipendono dalle caratteristiche dello stesso stato limite e più in particolare se questo può essere considerato ultimo (SLU) o di servizio (esercizio; SLE). Una struttura deve poter raggiungere molte volte nella sua vita gli stati limite di servizio, senza perdere in alcun modo le sue caratteristiche di funzionalità. In altri termini, al cessare della causa che ha provocato il raggiungimento dello stato limite, la struttura deve mostrare delle deformazioni residue del tutto trascurabili a che comunque non si accumulano nei successivi raggiungimenti degli stessi o di altri stati limite di servizio. I metodi di calcolo utili per giudicare se gli effetti dei carichi non comportano il superamento di uno stato limite di servizio sono pertanto quelli basati sull'analisi elastica delle strutture. Gli stati limite ultimi di una struttura sono invece comunque correlati al collasso della struttura stessa. A rigore, pertanto, i metodi utili per valutare la

possibilità di un loro raggiungimento sono quelli basati sul calcolo a collasso delle strutture. Secondo tale metodologia si devono:

- definire le combinazioni di progetto dei carichi;
- valutare la resistenza ultima delle sezioni critiche della struttura ammettendo un comportamento elastoplastico del materiale e la possibilità della redistribuzione degli sforzi nella sezione;
- calcolare quel numero per cui si deve moltiplicare il valore di ciascuna combinazione di progetto dei carichi per ottenere il collasso della struttura;
- verificare che tale numero (moltiplicatore) sia maggiore dell'unità e pertanto accertare che la combinazione di progetto dei carichi non corrisponda al raggiungimento dello stato limite ultimo.

Peraltro, nelle strutture in acciaio i fenomeni di instabilità si manifestano spesso prima che si possa raggiungere la formazione di un numero di cerniere plastiche sufficiente a ridurre la struttura in un meccanismo. Per rendere operativo il calcolo agli stati limite ultimi è allora necessario seguire una via più semplice basata ancora sui metodi dell'analisi elastica. Si possono cioè definire degli stati limite ultimi "convenzionali" corrispondenti al raggiungimento della tensione di snervamento in sezioni della struttura. Secondo un tale metodo si procede come segue:

- si definiscono le combinazioni di progetto dei carichi;
- si considera la struttura e di questa si fa un modello di calcolo ragionevole appoggiandosi a criteri ispirati al calcolo a rottura, eventualmente accettando la formazione di cerniere plastiche nelle zone della struttura non interessate da fenomeni di instabilità;
- su tale modello si ricerca una distribuzione di azioni interne equilibrate, mediante un'analisi elastica;
- si controlla che la distribuzione delle azioni interne sia conforme ai criteri di resistenza e non provochi fenomeni di instabilità sugli elementi strutturali. Ciò può essere condotto in via cautelativa verificando che ovunque non si superi la tensione di snervamento o la tensione critica per le membrature soggette a fenomeni di instabilità.

7.3.1 Stati limite ultimi (SLU)

7.3.1.1 Stato limite elastico della sezione

Si assume che gli effetti delle azioni di calcolo definite nel §6.1, prescindendo da fenomeni di instabilità (ma comprese le maggiorazioni per effetti dinamici), non comportino in alcun punto di ogni sezione il superamento della deformazione unitaria corrispondente al limite elastico del materiale. Si assumerà $\gamma_m = 1.0$. In tal caso è ammesso il calcolo elastico degli effetti delle azioni di calcolo. Gli effetti dovuti a stati di presollecitazione non vengono inclusi in questa sede. Si dovrà anche verificare che siano soddisfatte le verifiche nei confronti dei fenomeni di instabilità della struttura, degli elementi strutturali che la compongono e parte di essi. La resistenza caratteristica di membrature soggette a fenomeni di instabilità può essere determinata con i metodi indicati al § 5 del D.M. 9/01/96 (Acciaio, altre parti ed allegati).

7.3.1.2 Stato limite di collasso plastico della struttura

Si assume come stato limite ultimo il collasso per trasformazione della struttura o di una sua parte in un meccanismo ammettendo la completa plasticizzazione delle sezioni coinvolte nella formazione del meccanismo. Si assumerà nei calcoli $\gamma_m = 1.2$ e si

verificherà che in corrispondenza delle azioni di calcolo di cui sopra non si raggiunga lo stato ultimo in esame. Si dovrà garantire che il meccanismo risultante dai calcoli possa venir raggiunto sia verificando che nelle zone elasticizzate le giunzioni abbiano una duttilità sufficiente, sia premunendosi contro i fenomeni di instabilità della struttura, degli elementi strutturali che la compongono e di parte di essi. Il procedimento qui indicato non è consentito qualora i fenomeni di fatica divengano determinanti ai fini del calcolo della struttura. Detta verifica va considerata in alternativa a quella riportata nel §7.3.1.1.

7.3.2 Stati limite di esercizio (SLE)

Per gli stati limite di esercizio si prenderanno in esame le combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti con $\gamma_g = \gamma_q = 1.0$ ed applicando ai valori caratteristici delle azioni variabili adeguati coefficienti riduttivi ψ_0, ψ_1, ψ_2 come nel seguito indicato e come riportato nel §7 del D.M. 9/01/96 (Parte Generale).

In Tabella 7-1 sono riportati alcuni degli stati limite più comuni, mentre in Tabella 7-2 si riassume quanto sopra esposto.

SLU	Stato limite elastico Stato limite di stabilità Stato limite plastico
SLE	Stato limite per deformazione eccessiva Stato limite per vibrazioni eccessive Stato limite per fatica

Tabella 7-1

Tabella 7-2

$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_q \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{0i} Q_{ik} \right]$			
Stato limite di esercizio (SLE)	$\gamma_g = \gamma_q = 1.0$	$F_d = G_k + Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{0i} Q_{ik} \leq f_y$	
	Combinazioni rare	$F_d = G_k + P_k + Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik})$	
	Combinazioni frequenti	$F_d = G_k + P_k + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$	
	Combinazioni quasi-permanenti	$F_d = G_k + P_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$	
	Azione	ψ_0	ψ_1
Carichi variabili nei fabbricati per:			
- abitazioni			
- uffici, negozi, scuole, ecc.			
- autorimesse			
Vento, neve			
Stato limite ultimo (SLU)	$\gamma_g = 1.4, \gamma_q = 1.5$ ($\gamma_g = 1.0$ se agente a favore di sicurezza; $\gamma_q = 0.0$ se agente a favore di sicurezza) $\psi_{0i} = 0.7$ (neve, vento, sisma)	$F_d = 1.4 \cdot G_k + 1.5 \cdot \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^n 0.7 Q_{ik} \right] \leq f_y$	
	Stato limite elastico della sezione (prescindendo da fenomeni di instabilità)	$F_d = 1.4 \cdot G_k + 1.5 \cdot \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^n 0.7 Q_{ik} \right] \leq f_y$	
	Stato limite di collasso plastico della struttura $\gamma_m = 1.2$	$F_d = 1.4 \cdot G_k + 1.5 \cdot \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^n 0.7 Q_{ik} \right] \leq \frac{f_y}{1.2}$	

La definizione delle condizioni di carico e delle corrispondenti combinazioni va elaborata in relazione agli stati operativi della struttura considerata, nonché delle posizioni caratteristiche già valutate.

7.4 Verifiche

7.4.1 Verifiche di resistenza

7.4.1.1 Bulloni

Le resistenze di calcolo dei bulloni sono riportate nella Tabella 7-3. La tensione di trazione per i bulloni deve essere valutata mettendo in conto anche gli effetti leva e le eventuali flessioni parassite. Ove non si proceda alle valutazioni dell'effetto leva e di eventuali flessioni parassite, le tensioni di trazione σ_b devono essere incrementate del 25%.

Tabella 7-3

Stato di tensione					
Classe Vite	f_t [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	$f_{k,N}$ [N/mm ²]	$f_{d,N}$ [N/mm ²]	$f_{d,V}$ [N/mm ²]
4.6	400	240	240	240	170
5.6	500	300	300	300	212
6.8	600	480	360	360	255
8.8	800	640	560	560	396
10.9	1000	900	700	700	495

$f_{k,N}$ è assunto pari al minore dei due valori $f_{k,N} = 0.7 f_t$ ($f_{k,N} = 0.6 f_t$ per viti di classe 6.8) $f_{k,N} = f_y$
essendo f_t ed f_y le tensioni di rottura e di snervamento secondo UNI 3740
 $f_{d,N} = f_{k,N}$ = resistenza di calcolo a trazione
 $f_{d,V} = f_{k,N} / \sqrt{2}$ = resistenza di calcolo a taglio

Per bulloni sollecitati da azione tagliante V, lo sforzo medio risulta

$$\tau_b = V/A \quad \text{se il gambo è a contatto con le piastre di giunto}$$

$$\tau_b = V/A_{res} \quad \text{se la parte filettata è a contatto con le piastre di giunto}$$

Per bulloni sollecitati a trazione da una forza N, la tensione media risulta in ogni caso

$$\sigma_b = N/A_{res}$$

Ai fini del calcolo della σ_b la sezione resistente è quella della vite; ai fini del calcolo della τ_b la sezione resistente è quella della vite o quella totale del gambo a seconda che il piano di taglio interessi o meno la parte filettata. Nel caso di presenza contemporanea di sforzi normali e di taglio deve risultare

$$\left[\frac{\tau_b}{f_{d,V}} \right]^2 + \left[\frac{\sigma_b}{f_{d,N}} \right]^2 \leq 1$$

La pressione sul contorno del foro σ_{rif} , alla proiezione diametrale della superficie cilindrica del chiodo e del bullone, deve risultare $\sigma_{rif} \leq \alpha f_d$ dove $\alpha = a/d$, con a distanza dal centro di un bullone al margine degli elementi da collegare ad esso più vicino nella direzione di sforzo e d diametro del bullone (si veda il § 5.4.1).

Unioni ad attrito

La forza F_f trasmissibile per attrito da ciascun bullone per ogni piano di contatto tra gli elementi da collegare è espressa dalla relazione $F_f = \mu N_b / v_f$, in cui v_f è il coefficiente di sicurezza contro lo slittamento, da porsi pari ad 1.25 in corrispondenza degli Stati Limite di Esercizio (sempre obbligatorie) e ad 1.00 per le verifiche in corrispondenza degli Stati Limite Ultimi (quando questo tipo di verifica è esplicitamente richiesta nelle prescrizioni di progetto); μ è il coefficiente di attrito, pari a 0.45 in caso di superfici trattate (§ 7.10.2 del D.M. 9/01/96) ed a 0.30 per superfici non particolarmente trattate, e comunque nelle giunzioni effettuate in opera; N_b è la forza di trazione nel gambo della

vite. La pressione convenzionale sulle pareti dei fori non deve superare il valore di $2.5f_d$. In un giunto per attrito i bulloni ad alta resistenza possono trasmettere anche una forza assiale di trazione N . In questo caso, sempre che non concorrano flessioni parassite apprezzabili nel bullone, il valore della forza ancora trasmissibile dal bullone per attrito si riduce a

$$F_{f,red} = F_f \left(1 - \frac{N}{N_b} \right)$$

La forza N nel bullone non può in nessun caso superare il valore di $0.8N_b$. I bulloni di ciascuna classe debbono in ogni caso essere serrati con coppia tale da provocare una forza di trazione N_b nel gambo della vite pari a $0.8 f_y A_{res}$. La coppia di serraggio T_s necessaria per indurre una forza normale N_s risulta, per filettatura a passo grosso, $T_s = 0.2 N_s d$, con d diametro nominale di filettatura del bullone (si veda il Prospetto 4-IV CNR-UNI 10011/88 – Tabella 7-4)

Tabella 7-4

d mm	A _{res} mm ²	T _e (N · m)					N _b (kN)					d mm
		4.6	5.6	6.6	8.8	10.9	4.6	5.6	6.6	8.8	10.9	
12	84	39	48	58	90	113	16	20	24	38	47	12
14	115	62	77	93	144	180	22	28	33	52	64	14
16	157	96	121	145	225	281	30	38	45	70	88	16
18	192	133	166	199	309	387	37	46	55	86	108	18
20	245	188	235	282	439	549	47	59	71	110	137	20
22	303	256	320	384	597	747	58	73	87	136	170	22
24	363	325	407	488	759	949	68	85	102	158	198	24
27	459	476	595	714	1 110	1 388	88	110	132	206	257	27
30	561	648	808	969	1 508	1 885	108	135	161	251	314	30

7.4.1.2 Saldature

$$\sqrt{\tau_{\perp}^2 + \sigma_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \begin{cases} 0,85 f_d \text{ per l'acciaio Fe 360} \\ 0,70 f_d \text{ per l'acciaio Fe 430 ed Fe 510;} \end{cases}$$

$$|\tau_{\perp}| + |\sigma_{\perp}| \leq \begin{cases} f_d \text{ per l'acciaio Fe 360} \\ 0,85 f_d \text{ per l'acciaio Fe 430 ed Fe 510.} \end{cases}$$

Nel caso in cui siano presenti le sole componenti di tensione τ_{\perp} e σ_{\perp} , è sufficiente verificare la seconda disuguaglianza dell'Eq. (5.4.1.2.1) e nel contempo accertare che sia

$$|\tau_{\perp}| \leq \begin{cases} 0,85 f_d \text{ per l'acciaio Fe 360} \\ 0,70 f_d \text{ per l'acciaio Fe 430 ed Fe 510;} \end{cases}$$

$$|\sigma_{\perp}| \leq \begin{cases} 0,85 f_d \text{ per l'acciaio Fe 360} \\ 0,70 f_d \text{ per l'acciaio Fe 430 ed Fe 510.} \end{cases}$$

Nel caso in cui siano presenti le sole componenti di tensione τ_{\perp} e τ_{\parallel} , ovvero σ_{\perp} e τ_{\parallel} , è sufficiente verificare la prima disuguaglianza dell'Eq. (5.4.1.2.1). Ove sia presente solo una delle componenti di tensione τ_{\parallel} , τ_{\perp} o σ_{\perp} basta ovviamente verificare che sia

$$|\tau_{\perp}|, |\sigma_{\perp}|, |\tau_{\parallel}| \leq \begin{cases} 0,85 f_d \text{ per l'acciaio Fe 360} \\ 0,70 f_d \text{ per l'acciaio Fe 430 ed Fe 510.} \end{cases}$$

7.4.2 Verifiche di stabilità

Oltre alle verifiche di resistenza di cui al paragrafo § 7.4.1, che in nessun caso potranno essere omesse, devono essere eseguite le verifiche necessarie ad accertare la sicurezza della costruzione, o delle singole membrature, nei confronti di possibili fenomeni di instabilità. Le verifiche verranno condotte tenendo conto degli eventuali effetti dinamici, ma senza considerare le riduzioni delle tensioni ai fenomeni di fatica. La determinazione delle tensioni in corrispondenza delle quali possono insorgere eventuali fenomeni di instabilità sarà condotta o adottando i metodi di calcolo indicati dalle norme CNR 10011/88, oppure altri metodi fondati su ipotesi teoriche e risultati sperimentali chiaramente comprovati. Si rimanda, per la trattazione, al DM 9/01/96 ed alle norme CNR già citate.

7.5 Riferimenti

- [1] P. Foraboschi - *Elementi di Tecnica delle Costruzioni. Progetto di massima delle strutture civili* - McGraw-Hill, Milano, 2004.
- [2] A. Bernardini, U. Vescovi - *Tecnica delle costruzioni – sicurezza e non linearità delle strutture* - CLEUP Ed., Padova, 1989.
- [3] AA.VV. - *Construction métallique et mixte acier-beton. Calcul et dimensionnement* - Tome 1, Eyrolles, Parigi, 1992.
- [4] AA.VV. - *Construction métallique et mixte acier-beton. Conception et mise in oeuvre* - Tome 2, Eyrolles, Parigi, 1992.
- [5] N. Scibilia - *Progetto di strutture in acciaio* - Flaccovio Ed., Palermo, 1999.
- [6] ENEXSYS - *Guida alla progettazione e verifica di strutture in acciaio secondo gli Stati Limite* - DEI, Roma, 2003.
- [7] G. Ballio, F.M. Mazzolani - *Strutture in acciaio* - Hoepli, Milano, 2002, pp. 1-779.
- [8] G. Ballio, C. Bernuzzi - *Progettare costruzioni in acciaio* - Hoepli, Milano, 2004, pp. 1-348.
- [9] V. Nunziata - *Teoria e pratica delle strutture in acciaio* - Seconda Edizione, Flaccovio Ed., Palermo, 2000, pp. 1-476.
- [10] F. Radogna - *Tecnica delle Costruzioni – I. Fondamenti delle costruzioni di acciaio* - Zanichelli Ed., 2002.
- [11] G. Ballio, F.M. Mazzolani - *Strutture in acciaio* - Hoepli Ed., 1991.

8 Analisi sismica

8.1 Sicurezza nei confronti della stabilità (SLU)

Sotto l'effetto della azione sismica di progetto definita al successivo punto 8.4, caratterizzata da una probabilità di superamento non maggiore del 10% in 50 anni, le strutture degli edifici, ivi compresi gli eventuali dispositivi antisismici di isolamento e/o dissipazione, pur subendo danni di grave entità agli elementi strutturali e non strutturali, devono mantenere una residua resistenza e rigidità nei confronti delle azioni orizzontali e l'intera capacità portante nei confronti dei carichi verticali.

8.2 Protezione nei confronti del danno (Stato limite di danno - SLD)

Le costruzioni nel loro complesso, includendo gli elementi strutturali e quelli non strutturali, ivi comprese le apparecchiature rilevanti alla funzione dell'edificio, non devono subire danni gravi ed interruzioni d'uso in conseguenza di eventi sismici che abbiano una probabilità di occorrenza più elevata di quella della azione sismica di progetto, ma non maggiore del 50% in 50 anni, e che hanno quindi una significativa probabilità di verificarsi più di una volta nel corso della durata utile dell'opera; i danni strutturali sono di entità trascurabile. Per particolari categorie di costruzioni, in relazione alla necessità di mantenerle pienamente funzionali anche dopo terremoti violenti, si possono adottare valori maggiorati delle azioni, facendo riferimento a probabilità di occorrenza simili o più vicine a quelle adottate per la sicurezza nei confronti del collasso.

8.3 Livelli di protezione antisismica

Le costruzioni devono essere dotate di un livello di protezione antisismica differenziato in funzione della loro importanza e del loro uso, e quindi delle conseguenze più o meno gravi di un loro danneggiamento per effetto di un evento sismico. A tale scopo si istituiscono diverse "categorie di importanza", a ciascuna delle quali è associato un fattore γ_I , detto fattore di importanza (v. BOZZA di Testo coordinato dell'Allegato 2 – Edifici– aggiornamento 15/01/05 punto 4.7). Tale fattore amplifica l'intensità della azione sismica di progetto rispetto al valore che per essa si assume per costruzioni di importanza ordinaria (azione sismica di riferimento). Il fattore di importanza si applica in eguale misura all'azione sismica da adottare per lo stato limite ultimo (§ 8.4.2.5) e per lo stato limite di danno (§ 8.4.2.6), variando conseguentemente le probabilità di occorrenza dei relativi eventi.

8.4 Azione sismica

8.4.1 Categorie di suolo di fondazione

Ai fini della definizione della azione sismica di progetto si definiscono le seguenti categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione (le profondità si riferiscono al piano di posa delle fondazioni, i valori da utilizzare per V_s , NSPT e c_u sono valori medi):

A - Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi caratterizzati da valori di V_{s30} superiori a 800m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5m;

B - Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360m/s e 800m/s (ovvero resistenza penetrometrica $N_{SPT} > 50$, o coesione non drenata $c_u > 250$ kPa);

C - Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{s30} compresi tra 180 e 360m/s ($15 < N_{SPT} < 50$, $70 < c_u < 250$ kPa);

D - Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti, caratterizzati da valori di $V_{s30} < 180$ m/s ($N_{SPT} < 15$, $c_u < 70$ kPa);

E - Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali, con valori di V_{s30} simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con $V_{s30} > 800$ m/s.

In aggiunta a queste categorie, per le quali nel punto 8.4.2 vengono definite le azioni sismiche da considerare nella progettazione, se ne definiscono altre due, per le quali sono richiesti studi speciali per la definizione dell'azione sismica da considerare:

S1 - Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità ($PI > 40$) e contenuto di acqua, caratterizzati da valori di $V_{s30} < 100$ m/s ($10 < c_u < 20$ kPa);

S2 - Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti

Nelle definizioni precedenti V_{s30} è la velocità media di propagazione entro 30m di profondità delle onde di taglio e viene calcolata con la seguente espressione

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $\gamma < 10^{-6}$) dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti nei 30m superiori. Il sito verrà classificato sulla base del valore di V_{s30} , se disponibile, altrimenti sulla base del valore di NSPT.

8.4.2 Calcolo dell'azione sismica

8.4.2.1 Zone sismiche

Ai fini dell'applicazione di queste norme, il territorio nazionale viene suddiviso in zone sismiche, ciascuna contrassegnata da un diverso valore del parametro a_g = accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A (definito al punto 8.4.1), con probabilità di superamento del 10% in 50 anni. I valori di a_g , espressi come frazione dell'accelerazione di gravità g , da adottare in ciascuna delle zone sismiche del territorio nazionale sono, salvo più accurate determinazioni, che possono portare a differenze comunque non superiori al 20% dell'accelerazione per le zone 1 e 2 e non superiori a 0.05g nelle altre zone:

Tabella 8-1

Zona	Valore di a_g
1	0,35g
2	0,25g
3	0,15g
4	0,05g

8.4.2.2 Descrizione dell'azione sismica

Il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico in un punto della superficie del suolo è costituito dallo spettro di risposta elastico di cui al punto 8.4.2.3. Qualora siano eseguite determinazioni più accurate del moto sismico atteso, corrispondenti alle probabilità di superamento definite in 8.1 e 8.2, è consentito utilizzare spettri specifici per il sito purché le ordinate di tali spettri non risultino in nessun punto del campo di periodi di interesse inferiori all'80% delle ordinate dello spettro elastico standard (§ 8.4.2.3) applicabile in relazione alla categoria di suolo (§ 8.4.1). Per applicazioni particolari, il moto del suolo può essere descritto mediante accelerogrammi, secondo quanto indicato al § 8.4.2.7. Il moto orizzontale è considerato composto da due componenti ortogonali indipendenti, caratterizzate dallo stesso spettro di risposta. In mancanza di documentata informazione specifica, la componente verticale del moto sismico si considera rappresentata da uno spettro di risposta elastico diverso da quello delle componenti orizzontali, come specificato in 8.4.2.3.

8.4.2.3 Spettro di risposta elastico

Lo spettro di risposta elastico è costituito da una forma spettrale (spettro normalizzato), considerata indipendente dal livello di sismicità, moltiplicata per il valore della accelerazione massima ($a_g S$) del terreno che caratterizza il sito. Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{array}{ll}
0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left(1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right) \\
T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \\
T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
\end{array}$$

nelle quali S è un fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del suolo di fondazione (vedi punto 8.4.1); η tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ diverso da 5 ($\eta=1$ per $\xi=5$), essendo ξ espresso in percentuale: $\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$; T è il periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice; T_B, T_C, T_D periodi che separano i diversi rami dello spettro, dipendenti dal profilo stratigrafico del suolo di fondazione. Per strutture con fattore di importanza $I > 1$, di cui al paragrafo 8.4.7, erette sopra o in vicinanza di pendii con inclinazione $> 15^\circ$ e dislivello superiore a circa 30 metri, l'azione sismica dell'equazione sopra riportata dovrà essere incrementata moltiplicandola per un coefficiente di amplificazione topografica ST. In assenza di studi specifici si potranno utilizzare per ST i seguenti valori:

- a) ST = 1,2 per siti in prossimità del ciglio superiore di pendii scoscesi isolati;
- b) ST = 1,4 per siti prossimi alla sommità di profili topografici aventi larghezza in cresta molto inferiore alla larghezza alla base e pendenza media $> 30^\circ$;
- c) ST = 1,2 per siti del tipo b) ma con pendenza media inferiore.

Il prodotto $S \cdot ST$ può essere assunto non superiore a 1.6. I valori di T_B, T_C, T_D e S da assumere, salvo più accurate determinazioni, per le componenti orizzontali del moto e per le categorie di suolo di fondazione definite al punto 8.4.1, sono riportati nella Tabella 8-2.

Tabella 8-2

Categoria suolo	S	T_B	T_C	T_D
A	1,0	0,15	0,40	2,0
B, C, E	1,25	0,15	0,50	2,0
D	1,35	0,20	0,80	2,0

Lo spettro di risposta elastico della componente verticale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{array}{ll}
0 \leq T < T_B & S_{ve}(T) = 0,9 a_g \cdot S \cdot \left(1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right) \\
T_B \leq T < T_C & S_{ve}(T) = 0,9 a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 3,0 \\
T_C \leq T < T_D & S_{ve}(T) = 0,9 a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 3,0 \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
T_D \leq T & S_{ve}(T) = 0,9 a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 3,0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
\end{array}$$

con i valori dei parametri che definiscono la forma spettrale riportati in Tabella 8-3.

Tabella 8-3

Categoria suolo	S	T _B	T _C	T _D
A, B, C, D, E	1,0	0,05	0,15	1,0

Lo spettro di risposta elastico dello spostamento potrà ottenersi per trasformazione diretta dello spettro di risposta elastico delle accelerazioni, usando la seguente espressione:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2$$

Gli spettri sopra definiti potranno essere applicati per periodi di vibrazione che non eccedono 4.0s. Per periodi superiori lo spettro dovrà essere definito da appositi studi. Nei casi in cui non si possa valutare adeguatamente l'appartenenza del profilo stratigrafico del suolo di fondazione ad una delle categorie di cui al punto 8.4.1, ed escludendo comunque i profili di tipo S1 e S2, si adotterà in generale la categoria D o, in caso di incertezza di attribuzione tra due categorie, la condizione più cautelativa.

8.4.2.4 Spostamento e velocità del terreno

I valori dello spostamento e della velocità orizzontali massimi del suolo (dg) e (vg) sono dati dalle seguenti espressioni:

$$dg = 0.025 \cdot S \cdot TC \cdot TD \cdot ag$$

$$vg = 0.16 \cdot S \cdot TC \cdot ag$$

8.4.2.5 Spettri di progetto per lo SLU

Ai fini del progetto, le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso un fattore riduttivo delle forze elastiche, denominato fattore di struttura q. L'azione sismica di progetto S_d(T) è in tal caso data dallo spettro di risposta elastico di cui al punto 8.4.2.3, con le ordinate ridotte utilizzando il fattore q. I valori numerici del fattore q vengono definiti in funzione dei materiali e delle tipologie strutturali, come indicato successivamente. Lo spettro di progetto per le componenti orizzontali è definito dalle seguenti espressioni:

$$\begin{aligned} 0 \leq T < T_B & S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - 1 \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \\ T_C \leq T < T_D & S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \end{aligned}$$

in cui T_B, T_C, T_D sono definiti in Tabella 8-2. Si assumerà comunque S_d(T) ≥ 0.2ag. A meno di adeguate analisi giustificative, lo spettro di progetto della componente verticale dell'azione sismica è dato dalle seguenti espressioni, assumendo q=1.5 per qualunque tipologia strutturale e di materiale:

$$\begin{array}{ll}
0 \leq T < T_B & S_{vd}(T) = 0,9 \cdot a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{3,0}{q} - 1 \right) \right] \\
T_B \leq T < T_C & S_{vd}(T) = 0,9 \cdot a_g \cdot S \cdot \frac{3,0}{q} \\
T_C \leq T < T_D & S_{vd}(T) = 0,9 \cdot a_g \cdot S \cdot \frac{3,0}{q} \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
T_D \leq T & S_{vd}(T) = 0,9 \cdot a_g \cdot S \cdot \frac{3,0}{q} \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
\end{array}$$

in cui T_B , T_C , T_D sono definiti in Tabella 8-3. Tutti i simboli mantengono significato e valore numerico definiti nel caso dello spettro di risposta elastico.

8.4.2.6 Spettro di progetto per lo SLD

Se non si esegue una puntuale valutazione dell'azione sismica corrispondente alla probabilità di superamento di cui al § 8.2, lo spettro di progetto da adottare per la limitazione dei danni può essere ottenuto riducendo lo spettro elastico di cui al § 8.4.2.3 secondo un fattore pari a 2.5.

8.4.2.7 Impiego di accelerogrammi

Entrambi gli stati limite ultimo e di danno potranno essere verificati mediante l'uso di accelerogrammi artificiali o simulati o naturali. Quando è necessario utilizzare un modello spaziale, l'azione sismica deve essere rappresentata da gruppi di tre accelerogrammi diversi agenti contemporaneamente nelle tre direzioni principali della struttura. Gli accelerogrammi dovranno avere uno spettro di risposta coerente con lo spettro di risposta elastico di cui al punto 8.4.2.3. La durata degli accelerogrammi dovrà essere stabilita sulla base della magnitudo e degli altri parametri fisici che determinano la scelta del valore di a_g e S . In assenza di studi specifici la durata della parte pseudo-stazionaria degli accelerogrammi sarà almeno pari a 10s. Il numero di accelerogrammi o, per analisi spaziali, di gruppi di accelerogrammi deve essere almeno pari a 3. La coerenza con lo spettro elastico è da verificare in base alla media delle ordinate spettrali ottenute con i diversi accelerogrammi per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ del 5%. L'ordinata spettrale media non dovrà presentare uno scarto in difetto superiore al 10%, rispetto alla corrispondente dello spettro elastico, in alcun punto dell'intervallo di periodi $0,15s \div 2,0s$ e $0,15s \div 2T$, in cui T è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura in campo elastico. L'uso di accelerogrammi registrati o generati mediante simulazione fisica della sorgente e della propagazione, in numero comunque non inferiore a 3, è ammessa, a condizione che siano adeguatamente giustificate le ipotesi relative alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente e alle condizioni del suolo del sito e che siano soddisfatte le condizioni di coerenza con lo spettro di riferimento sopra riportate.

8.4.2.8 Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni

La verifica allo stato limite ultimo (SLU) o di danno (SLD) deve essere effettuata per la seguente combinazione della azione sismica con le altre azioni:

$$\gamma_I E + G_K + P_K + \sum_i (\psi_{2i} Q_{Ki})$$

dove:

- γ_I fattore di importanza (vedi § 8.4.7);
- E azione sismica per lo stato limite in esame;
- GK carichi permanenti al loro valore caratteristico;
- PK valore caratteristico dell'azione di precompressione, a cadute di tensione avvenute;
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi-permanente dell'azione variabile Q_i ;
- Q_{Ki} valore caratteristico della azione variabile Q_i .

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{Ei} Q_{Ki})$$

dove: ψ_{Ei} coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_i , che tiene conto della probabilità che tutti i carichi $\psi_{Ei} Q_{Ki}$ siano presenti sulla intera struttura in occasione del sisma, e si ottiene moltiplicando ψ_{2i} per ϕ . I valori dei coefficienti ψ_{2i} e ϕ sono riportati nelle successive tabelle.

Tabella 8-4

Destinazione d'uso	ψ_{2i}
Abitazioni, Uffici	0.30
Uffici aperti al pubblico, Scuole, Negozi, Autorimesse	0.60
Tetti e coperture con neve	0.20
Magazzini, Archivi, Scale	0.80
Vento, Variazione termica	0.00

Tabella 8-5

Destinazione d'uso	ϕ
Copertura	1.0
Archivi	1.0
Carichi correlati	0.8
Carichi indipendenti	0.5

8.4.2.9 Modellazione della struttura

Il modello della struttura su cui verrà effettuata l'analisi dovrà rappresentare in modo adeguato la distribuzione di massa e rigidità effettiva considerando, laddove appropriato (come da indicazioni specifiche per ogni tipo strutturale), il contributo degli elementi non strutturali. In generale il modello della struttura sarà costituito da elementi resistenti piani a telaio o a parete connessi da diaframmi orizzontali. Se i diaframmi orizzontali, tenendo conto delle aperture in essi presenti, sono sufficientemente rigidi, i gradi di libertà dell'edificio possono essere ridotti a tre per piano, concentrando masse e momenti di inerzia al centro di gravità di ciascun piano. In aggiunta all'eccentricità effettiva, dovrà essere considerata un'eccentricità accidentale e_{ai} , spostando il centro di massa di ogni piano i , in ogni direzione considerata, di una distanza pari a +/- 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica. Nel caso in esame, sono da considerarsi le specifiche sopraindicate relative ai primi due paragrafi.

8.4.3 Analisi

8.4.3.1 Aspetti generali

Si distinguono i quattro metodi di analisi elencati nel seguito, che possono essere utilizzati secondo le limitazioni indicate per ciascuno di essi nei paragrafi successivi.

- a) statica lineare
- b) dinamica modale
- c) statica non lineare
- d) dinamica non lineare

8.4.3.2 Analisi statica lineare

L'analisi statica lineare, salvo quando altrimenti specificato, può essere effettuata per costruzioni regolari in altezza ai sensi del punto 4.3 della BOZZA di Testo coordinato dell'Allegato 2 –Edifici – aggiornamento 15/01/05 (con esclusione del punto g), a condizione che il primo periodo di vibrazione, nella direzione in esame, della struttura (T1) non superi 2.5TC.

Vista la tipologia strutturale in esame, non classificabile in termini di “edificio”, detta analisi statica lineare non è realizzabile.

8.4.3.3 Analisi dinamica modale

L'analisi modale, associata allo spettro di risposta di progetto, è da considerarsi il metodo normale per la definizione delle sollecitazioni di progetto, salvo quando altrimenti specificato, e va applicata ad un modello tridimensionale dell'edificio. Dovranno essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. Si suggerisce a tal riguardo di considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5%, oppure un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. La combinazione dei modi al fine di calcolare sollecitazioni e spostamenti complessivi potrà essere effettuata calcolando la radice quadrata della somma dei quadrati dei risultati ottenuti per ciascun modo, secondo l'espressione $E = (\sum E_i^2)^{1/2}$

Equazione 8-1, a condizione che il periodo di vibrazione di ciascun modo differisca di almeno il 10% da tutti gli altri. In caso contrario dovrà essere utilizzata una combinazione quadratica completa, quale quella indicata nell'espressione $E = (\sum_i \sum_j \rho_{ij} E_i E_j)^{1/2}$ Equazione 8-2.

$$E = (\sum E_i^2)^{1/2}$$

Equazione 8-1

$$E = (\sum_i \sum_j \rho_{ij} E_i E_j)^{1/2}$$

Equazione 8-2

dove:

E è il valore totale della componente di risposta sismica che si sta considerando

E_i è il valore della medesima componente dovuta al modo i

E_j è il valore della medesima componente dovuta al modo j

$\rho_{ij} = (8\xi^2 (1+\beta_{ij}) \beta_{ij}^{3/2}) / ((1-\beta_{ij}^2)^2 + 4\xi^2 \beta_{ij} (1+\beta_{ij})^2)$ è il coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j

ξ è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente

β_{ij} è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i-j di modi ($\beta_{ij} = \omega_i/\omega_j$).

8.4.3.4 Analisi statica non lineare

L'analisi statica non lineare consiste nell'applicare all'edificio i carichi gravitazionali ed un sistema di forze orizzontali che, mantenendo invariati i rapporti relativi fra le forze stesse, vengano tutte scalate in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo sulla struttura (es. un punto in sommità dell'edificio), fino al raggiungimento delle condizioni ultime.

Questo tipo di analisi può essere applicato per gli scopi e nei casi seguenti:

- valutare i rapporti di sovreresistenza α_u / α_1 di cui al § 8.6.3.3;
- verificare l'effettiva distribuzione della domanda inelastica negli edifici progettati con il fattore di riduzione q ;
- come metodo di progetto per gli edifici di nuova costruzione sostitutivo dei metodi di analisi lineari;
- come metodo per la valutazione della capacità di edifici esistenti.
- Il metodo si articola nei passi seguenti:
- determinazione di un legame forza-spostamento generalizzato tra la risultante delle forze applicate (“taglio alla base” F_b) e lo spostamento d_c di un “punto di controllo”, usualmente scelto come il baricentro dell'ultimo piano;
- determinazione delle caratteristiche di un sistema ad un grado di libertà a comportamento bi-lineare equivalente;
- determinazione della risposta massima in spostamento di tale sistema con utilizzo dello spettro di risposta elastico;
- conversione dello spostamento del sistema equivalente determinato come sopra nella configurazione deformata effettiva dell'edificio e verifica della compatibilità degli spostamenti (elementi/meccanismi duttili) e delle resistenze (elementi/meccanismi fragili).

Legame forza-spostamento generalizzato

Devono essere applicati all'edificio almeno due distinte distribuzioni di forze orizzontali, applicate ai baricentri delle masse a ciascun piano:

- una distribuzione di forze proporzionali alle masse;
- una distribuzione di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione;

Tutti i passi successivi devono essere eseguiti per entrambe le distribuzioni di forze eseguendo le verifiche di duttilità e di resistenza di ciascun elemento/meccanismo per la distribuzione più sfavorevole. L'analisi deve essere spinta fino al superamento dello stato limite oggetto della verifica. Il diagramma risultante ha nelle ascisse lo spostamento del nodo di controllo e nelle ordinate il taglio alla base.

Sistema bi-lineare equivalente

Si indichi con Φ il vettore rappresentativo del primo modo di vibrazione della struttura di interesse per la direzione considerata dell'azione sismica, normalizzato al valore unitario della componente relativa al punto di controllo.

Il “coefficiente di partecipazione” Γ è definito dalla relazione

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2}$$

La forza F^* e lo spostamento d^* del sistema equivalente a un grado di libertà sono legati, in campo elastico, alle corrispondenti grandezze dell'edificio dalle relazioni:

$$F^* = F_b / \Gamma \qquad d^* = d_c / \Gamma$$

La curva caratteristica forza F^*-d^* del sistema equivalente è approssimata da una bilineare definita in base al criterio di uguaglianza delle aree.

In mancanza di valutazioni più accurate, le coordinate del punto di snervamento del sistema bi-lineare equivalente possono essere definite nel seguente modo:

$$F_y^* = F_{bu} / \Gamma \quad d_y^* = F_y^* / k^*$$

dove F_{bu} è la resistenza massima dell'edificio e k^* la rigidezza secante del sistema equivalente ottenuta dall'uguaglianza delle aree come indicato in Figura 8-1.

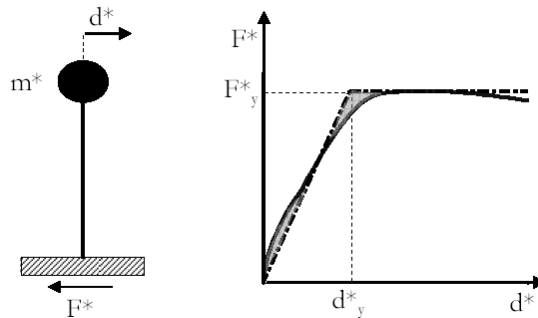


Figura 8-1

Il periodo elastico del sistema bi-lineare è dato dall'espressione:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad m^* = \sum m_i \Phi_i$$

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente

Nel caso in cui $T^* \geq T_C$ la risposta in spostamento del sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo (si veda il punto 8.4.2.5):

$$d^*_{\max} = d^*_e, \max = SDe(T^*)$$

Nel caso in cui $T^* < T_C$ la risposta in spostamento del sistema anelastico è maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo e si ottiene da quest'ultima mediante l'espressione:

$$d^*_{\max} = \frac{d^*_{e,\max}}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \geq d^*_{e,\max} \quad q^* = \frac{S_e(T^*) m^*}{F_y^*}$$

in cui q^* rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente. Se $q^* \leq 1$, allora $d^*_{\max} = d^*_e, \max$.

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva della struttura

Lo spostamento effettivo di risposta del punto di controllo della struttura risulta pari a Γd^*_{\max} . Una volta trovato lo spostamento effettivo di risposta per lo SL in studio, si procede alla verifica della compatibilità degli spostamenti per elementi/meccanismi duttili e delle resistenze per gli elementi/meccanismi fragili.

8.4.3.5 Analisi dinamica non lineare

La risposta sismica della struttura può essere calcolata mediante integrazione delle equazioni del moto, utilizzando un modello tridimensionale dell'edificio e gli accelerogrammi definiti al punto 8.4.2.7. Il modello costitutivo utilizzato per la rappresentazione del comportamento non lineare della struttura dovrà essere giustificato, anche in relazione alla corretta rappresentazione dell'energia dissipata nei

cicli di isteresi. Nel caso in cui si utilizzino almeno 7 diversi gruppi di accelerogrammi gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, etc.) potranno essere rappresentati dalle medie dei valori massimi ottenuti dalle analisi, nel caso di un numero inferiore di gruppi di accelerogrammi si farà riferimento ai valori più sfavorevoli. Il fattore d'importanza di cui ai punti 8.3 e 8.4.7 dovrà essere applicato alle ordinate degli accelerogrammi.

8.4.4 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Le componenti orizzontali e verticali dell'azione sismica saranno in generale considerate come agenti simultaneamente. Nel caso di analisi lineari (statica e modale) i valori massimi della risposta ottenuti da ciascuna delle due azioni orizzontali applicate separatamente potranno essere combinati sommando, ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione, il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione. Nel caso di analisi non lineare statica non si applica la combinazione delle due componenti orizzontali dell'azione sismica: l'analisi della risposta strutturale è svolta considerando l'azione sismica applicata separatamente secondo ciascuna delle due direzioni orizzontali. Nel caso di analisi dinamica non lineare la determinazione della risposta strutturale è svolta considerando per ogni gruppo (par. 8.4.5.5) due accelerogrammi orizzontali conformi a quanto specificato in 8.4.2.7, agenti contemporaneamente nelle due direzioni orizzontali. L'azione sismica verticale dovrà essere obbligatoriamente considerata nei casi seguenti: presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, di elementi principali precompressi, di elementi a mensola, di strutture di tipo spingente, di pilastri in falso, edifici con piani sospesi. L'analisi sotto azione sismica verticale potrà essere limitata a modelli parziali comprendenti gli elementi indicati. In ogni caso il modello, parziale o globale, dovrà prendere correttamente in conto la presenza di masse eccitabili in direzione verticale. Quando per gli elementi di cui sopra l'azione orizzontale produce effetti superiori al 30% di quelli dovuti alle azioni verticali in qualche sezione, si considereranno gli effetti massimi risultanti dall'applicazione di ciascuna delle azioni nelle tre direzioni sommati al 30% dei massimi prodotti dall'azione in ciascuna delle altre due direzioni.

8.4.5 Fattori di importanza

Ai sensi di quanto prescritto al §8.3, gli edifici sono suddivisi in tre categorie, cui corrispondono le definizioni ed i fattori di importanza indicati nella tabella seguente:

Tabella 8-6 – Fattori di importanza

Categoria	Edifici	Fattore di importanza
I	Edifici la cui funzionalità durante il terremoto ha importanza fondamentale per la protezione civile (ad esempio ospedali, municipi, caserme dei vigili del fuoco)	1.4
II	Edifici importanti in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso (ad esempio scuole, teatri)	1.2
III	Edifici ordinari, non compresi nelle categorie precedenti	1.0

8.4.6 Valutazione degli spostamenti

Gli spostamenti indotti dall'azione sismica relativa allo stato limite ultimo potranno essere valutati moltiplicando gli spostamenti ottenuti utilizzando lo spettro di progetto corrispondente (punto 8.4.2.5) per il fattore di struttura (q) e per il fattore di importanza (γI , §§ 8.3 e 8.4.7) utilizzati. Gli spostamenti indotti dall'azione sismica relativa allo stato limite di danno potranno essere valutati moltiplicando gli spostamenti ottenuti utilizzando lo spettro di progetto corrispondente (§ 8.4.2.6) per il fattore di importanza utilizzato. In caso di analisi non lineare, statica o per integrazione delle equazioni del moto, gli spostamenti saranno ottenuti direttamente dall'analisi.

8.4.7 Considerazione di elementi non strutturali

Tutti gli elementi costruttivi senza funzione strutturale, il cui danneggiamento può provocare danni a persone, dovranno in generale essere verificati all'azione sismica, insieme alle loro connessioni alla struttura. L'effetto dell'azione sismica potrà essere valutato, salvo più accurate determinazioni, considerando un sistema di forze proporzionali alle masse (concentrate o distribuite) dell'elemento non strutturale, la cui forza risultante (F_a) valutata al baricentro dell'elemento non strutturale, è calcolata secondo la relazione seguente:

$$F_a = W_a S_a \gamma I / q_a$$

dove W_a è il peso dell'elemento, γI è il fattore di importanza della costruzione (punti 8.3 e 8.4.7), q_a il fattore di struttura dell'elemento, da considerare pari ad 1 per elementi aggettanti a mensola (quali ad esempio camini e parapetti collegati alla struttura solamente alla base) e pari a 2 negli altri casi (ad esempio per pannelli di tamponamento e controsoffitti), S_a il coefficiente sismico da applicare agli elementi non strutturali di cui alla relazione seguente:

$$S_a = \frac{a_g S}{g} \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0.5 \right] \geq \frac{a_g S}{g}$$

dove S_a è l'accelerazione di progetto al terreno, Z è l'altezza del baricentro dell'elemento rispetto alla fondazione, H l'altezza della struttura, g l'accelerazione di gravità, T_a il primo periodo di vibrazione dell'elemento non strutturale nella direzione considerata, valutato anche in modo approssimato, T_1 è il primo periodo di vibrazione della struttura nella direzione considerata. Per le strutture con isolamento sismico si assumerà sempre $Z = 0$. Gli effetti dei tamponamenti sulla risposta sismica vanno considerati nei modi e nei limiti descritti per ciascun tipo costruttivo.

8.4.8 Impianti

Le prescrizioni riportate nel seguito riguardano gli elementi strutturali che sostengono e collegano tra loro e alla struttura principale i diversi elementi funzionali costituenti l'impianto. Ciascun elemento di un impianto che ecceda il 30% del carico permanente totale del solaio su cui è collocato o il 10% del carico permanente totale dell'intera struttura, non ricade nelle prescrizioni successive e richiederà uno specifico studio.

L'effetto dell'azione sismica potrà essere valutata considerando una forza (F_a) applicata al baricentro di ciascuno degli elementi funzionali componenti l'impianto, calcolata utilizzando le equazioni 8.4.9.1 e 8.4.9.2. La progettazione degli elementi strutturali che sostengono e collegano i diversi elementi funzionali costituenti l'impianto tra loro e alla struttura principale dovrà seguire le stesse regole adottate per gli elementi strutturali degli edifici. Gli eventuali componenti fragili dovranno essere progettati per avere resistenza allo snervamento doppia di quella degli eventuali elementi duttili ad essi

contigui, ma non superiore a quella risultante da un'analisi eseguita con coefficiente di struttura pari ad 1. Gli impianti non dovranno essere vincolati all'edificio contando sul solo effetto dell'attrito. Dovranno esser soggetti a verifica sia i dispositivi di vincolo che gli elementi strutturali o non strutturali cui gli impianti sono fissati. Gli impianti potranno essere collegati all'edificio con dispositivi di vincolo rigidi o flessibili; gli impianti a dispositivi di vincolo flessibili sono quelli che hanno periodo di vibrazione $T \geq 0.1s$. Se si adottano dispositivi di vincolo flessibili i collegamenti di servizio dell'impianto dovranno essere flessibili e non dovranno far parte del meccanismo di vincolo. Impianti a gas dimensionati per un consumo superiore ai 50m³/h dovranno essere dotati di valvole per l'interruzione automatica della distribuzione in caso di terremoto. I tubi per la fornitura del gas, al passaggio dal terreno alla struttura, dovranno essere progettati per sopportare senza rotture i massimi spostamenti relativi edificio-terreno dovuti all'azione sismica di progetto. I corpi illuminanti dovranno essere dotati di dispositivi di sostegno tali da impedirne il distacco in caso di terremoto; in particolare, se montati su controsoffitti sospesi, dovranno essere efficacemente ancorati ai sostegni longitudinali o trasversali del controsoffitto e non direttamente ad esso.

8.4.9 Verifiche di sicurezza

8.4.9.1 Stato limite ultimo

Resistenza

Per tutti gli elementi strutturali e non strutturali, inclusi nodi e connessioni tra elementi, dovrà essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d), calcolato in generale comprendendo gli effetti del secondo ordine e le regole di gerarchia delle resistenze indicate per le diverse tecniche costruttive, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (R_d), calcolato secondo le regole specifiche indicate per ciascun tipo strutturale. Gli effetti del secondo ordine potranno essere trascurati nel caso in cui la condizione seguente sia verificata ad ogni piano:

$$\theta = P \, d_r / V \, h < 0.1$$

dove P è il carico verticale totale di tutti i piani superiori al piano in esame, d_r è lo spostamento medio d'interpiano, calcolato secondo il § 8.4.8, V è la forza orizzontale totale al piano in esame, h è l'altezza del piano. Quando θ è compreso tra 0.1 e 0.2 gli effetti del secondo ordine possono essere presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a $1/(1 - \theta)$. θ non può comunque superare il valore 0.3.

Duttilità e capacità di spostamento

Dovrà essere verificato che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una duttilità coerente con il fattore di struttura (q) adottato. Questa condizione si potrà ritenere soddisfatta applicando le regole di progetto specifiche e di gerarchia delle resistenze indicate per le diverse tipologie costruttive. Alternativamente, e coerentemente con modello e metodo di analisi utilizzato, si dovrà verificare che la struttura possieda una capacità di spostamento superiore alla domanda.

Fondazioni

Le strutture di fondazione devono essere verificate applicando quanto prescritto nel punto 8.5.1.

8.4.9.2 Stato limite di danno

Per l'azione sismica di progetto di cui al punto 8.4.2.6 dovrà essere verificato che gli spostamenti strutturali non producano danni tali da rendere temporaneamente inutilizzabile la struttura. Questa condizione si potrà ritenere soddisfatta quando gli spostamenti massimi ottenuti dall'analisi (dr) siano inferiori ai limiti indicati dal Progettista.

8.5 Edifici con struttura in C.A.

8.5.1 Principi generali

L'impostazione della Normativa, con le regole di progetto che da essa discendono, prevede che gli edifici in cemento armato posseggano in ogni caso una adeguata capacità di dissipare energia in campo inelastico per azioni cicliche ripetute, senza che ciò comporti riduzioni significative della resistenza nei confronti delle azioni sia verticali che orizzontali. Ai fini di un buon comportamento dissipativo d'insieme, le deformazioni inelastiche devono essere distribuite nel maggior numero possibile di elementi duttili, in particolare in quelli soggetti a sforzi normali limitati, evitando al contempo che esse si manifestino negli elementi meno duttili (ad es. i pilastri soggetti a sforzi normali rilevanti) e nei meccanismi resistenti fragili (ad es. resistenza a taglio, resistenza dei nodi trave-pilastro). Il procedimento adottato nelle presenti norme per conseguire questo risultato si indica con il nome di "criterio della gerarchia delle resistenze" (GR). Le presenti norme sono calibrate per due livelli di Capacità Dissipativa, o Classi di Duttività (CD): alta (CD"A") e bassa (CD"B"). Il livello CD"A" prevede che sotto l'azione sismica di progetto la struttura si trasformi in un meccanismo dissipativo ad elevata capacità, mentre al livello CD"B" si richiede essenzialmente che tutti gli elementi a funzionamento flessionale: travi, pilastri e pareti, posseggano una soglia minima di duttilità. In funzione del livello di duttilità che si intende conseguire variano sia le modalità di applicazione del criterio della gerarchia delle resistenze (nel livello "B" esso è di fatto presente solo in modo implicito) sia l'entità dell'azione sismica di progetto, regolata dal valore del fattore di struttura q .

8.5.2 Elementi di fondazione in c.a.

8.5.2.1 Sollecitazioni di calcolo

Per le strutture progettate per alta duttilità (CD "A") il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del terreno devono essere eseguiti assumendo come sollecitazioni agenti le resistenze degli elementi strutturali soprastanti. Più precisamente, lo sforzo assiale nei pilastri derivante dalla combinazione delle azioni di cui al punto 8.4.3 dovrà essere associato al concomitante valore resistente del momento flettente ed al corrispondente sforzo di taglio. Non si richiede tuttavia che le sollecitazioni di progetto risultino maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura eseguita con un fattore di struttura pari a $q = 1$. Per le strutture progettate per bassa duttilità (CD "B") il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del terreno devono essere eseguiti assumendo come sollecitazioni agenti quelle ottenute dall'analisi della struttura. Se si utilizza un metodo di analisi non lineare secondo il punto 6.4.5.1 lett. c) e d), le azioni sismiche sono descritte dallo spettro elastico o da accelerogrammi con esso compatibili e l'analisi svolta restituisce le

sollecitazioni trasmesse alla fondazione. Le travi di fondazione in cemento armato devono avere armature longitudinali in percentuale non inferiore allo 0.2% sia inferiormente che superiormente per l'intera lunghezza.

8.5.2.2 Collegamenti orizzontali tra fondazioni

Si deve tenere conto della presenza di spostamenti relativi del suolo sul piano orizzontale e dei possibili effetti da essi indotti nella soprastruttura. Il requisito si ritiene soddisfatto se le strutture di fondazione sono collegate tra loro da un reticolo di travi, o da una piastra dimensionata in modo adeguato, in grado di assorbire le forze assiali conseguenti. In assenza di valutazioni più accurate, si possono conservativamente assumere le seguenti azioni assiali:

$\pm 0,5 \text{ ag S } \gamma I / \text{g Nsd}$ per profilo stratigrafico del suolo di fondazione di tipo C ed E;

$\pm 0,6 \text{ ag S } \gamma I / \text{g Nsd}$ per profilo stratigrafico del suolo di fondazione di tipo D;

dove Nsd è il valore medio degli sforzi verticali agenti sugli elementi collegati.

Per profili stratigrafici dei suoli di fondazione di tipo A o B è consentito omettere i collegamenti, senza ulteriori valutazioni e senza tener conto degli spostamenti relativi nelle verifiche della struttura in elevazione. I collegamenti devono essere predisposti qualora anche una sola delle fondazioni delle due parti collegate siano su suoli di C, D o E.

8.5.2.3 Pali di fondazione

I pali devono essere progettati in modo da rimanere in campo elastico. Quando ciò non sia possibile, le sezioni in corrispondenza delle potenziali cerniere plastiche devono essere progettate per un comportamento duttile. In particolare l'armatura perimetrale di confinamento, di diametro non inferiore a 8mm, sarà costituita da spirale continua per tutto il tratto interessato da potenziali cerniere plastiche. In tali tratti, di dimensione almeno pari a 3 volte il diametro, e comunque per uno sviluppo, a partire dalla testa del palo, di almeno 10 diametri, l'armatura longitudinale dovrà avere area non inferiore all'1% di quella del calcestruzzo ed essere efficacemente collegata a quella della struttura soprastante. Per la restante lunghezza del palo l'armatura longitudinale potrà essere progressivamente ridotta, ma dovrà avere area non inferiore allo 0.3% di quella del calcestruzzo ed essere efficacemente sovrapposta a quella della porzione di palo soprastante.

8.5.2.4 Verifiche di capacità portante

Nelle verifiche di capacità portante dei terreni di fondazione si adottano modelli di comprovata affidabilità quali, ad esempio, quelli di cui all'All. 4 della BOZZA di Testo coordinato dell'Allegato 2 –Edifici– aggiornamento 15/01/05 o all'EC8-Parte 5. Limitatamente alle strutture di dimensioni e caratteristiche correnti, eretti su suoli di fondazione di tipo A, B e C e nei casi in cui per fondazioni su pali non è necessario calcolare i momenti flettenti di origine cinematica, come specificato al punto 3.3.2 nell'Allegato 4, le verifiche potranno essere effettuate anche confrontando le sollecitazioni trasmesse al terreno con la capacità limite di quest'ultimo determinata assumendo i valori nominali dei parametri di resistenza del terreno ed utilizzando un coefficiente di sicurezza globale pari a 2.0 per le fondazioni superficiali e ad 1.7 per le fondazioni su pali. Il predetto coefficiente 1.7 si applica globalmente al modello del blocco rigido equivalente alla palificata.

8.6 Strutture in acciaio

8.6.1 Principi di progettazione

Le strutture sismo-resistenti in acciaio devono essere progettate in accordo con uno dei seguenti comportamenti strutturali:

- a) comportamento strutturale dissipativo
- b) comportamento strutturale non-dissipativo

Nel caso a) deve essere presa in considerazione la capacità di parti della struttura (zone dissipative) di resistere alle azioni sismiche oltre il campo elastico. Nella determinazione dello spettro di progetto, il fattore di struttura q è assunto maggiore dell'unità. Il valore del fattore di struttura dipende dalla tipologia strutturale e dai criteri di progettazione adottati. La resistenza delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole presentate nella vigente normativa, integrate dalle regole di progettazione fornite al punto 8.6.5. Nelle zone dissipative, al fine di assicurare che le stesse si formino in accordo con quanto previsto in progetto, la possibilità che la resistenza allo snervamento reale dell'acciaio sia maggiore del valore nominale deve essere tenuta in conto attraverso un opportuno coefficiente di sovrarresistenza del materiale γ_{ov} , definito al § 8.6.2.

Nel caso b) gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, indipendentemente dalla tipologia strutturale, mediante l'analisi elastica globale senza tener conto del comportamento del materiale in campo non-lineare. Nella determinazione dello spettro di progetto, il fattore di struttura q deve essere assunto unitario. La resistenza delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole presentate nella vigente normativa, non essendo necessario soddisfare i requisiti di duttilità forniti al punto 8.6.5.

8.6.2 Materiali

L'acciaio costituente le membrature, le saldature ed i bulloni deve essere conforme ai requisiti prescritti nelle norme sulle costruzioni in acciaio, ove non diversamente specificato. Qualora l'acciaio impiegato sia di qualità diversa da quella prevista in progetto si dovrà procedere ad una ricalcolazione della struttura per dimostrarne l'adeguatezza. Per le zone dissipative si applicano le seguenti regole aggiuntive:

- per gli acciai da carpenteria, comunque conformi alla normativa vigente, il rapporto fra i valori caratteristici della tensione di rottura f_t e la tensione di snervamento f_y deve essere maggiore di 1.20 e l'allungamento a rottura misurato su provino standard deve essere non inferiore al 20%;
- il coefficiente di sovrarresistenza del materiale γ_{ov} è definito come il rapporto fra il valore medio atteso $f_{y,m}$ della tensione di snervamento e il valore caratteristico f_y . In assenza di valutazioni specifiche si possono assumere i seguenti valori:

	γ_{ov}
Fe 360	1.20
Fe430	1.15
Fe510	1.10

- la tensione di snervamento non può eccedere il valore di $1.15 \gamma_{ov} f_y$.

- i collegamenti bullonati devono essere realizzati con bulloni ad alta resistenza di classe 8.8 o 10.9 comunque serrati in maniera tale da raggiungere un precarico pari a quello prescritto per le giunzioni ad attrito

8.6.3 Tipologie strutturali e fattore di struttura

8.6.3.1 Tipologie strutturali

Le strutture sismo-resistenti in acciaio possono essere distinte nelle seguenti tipologie strutturali in accordo con il loro comportamento sotto azioni orizzontali:

a) strutture intelaiate: composte da telai che resistono alle forze orizzontali con un comportamento prevalentemente flessionale. In queste strutture le zone dissipative sono principalmente collocate alle estremità delle travi in prossimità dei collegamenti trave-colonna, dove si possono formare le cerniere plastiche e l'energia viene dissipata per mezzo della flessione ciclica plastica.

b) controventi reticolari concentrici: nei quali le forze orizzontali sono assorbite principalmente da membrature soggette a forze assiali. In queste strutture le zone dissipative sono principalmente collocate nelle diagonali tese. Pertanto possono essere considerati in questa tipologia solo quei controventi per cui lo snervamento delle diagonali tese precede il raggiungimento della resistenza delle aste strettamente necessarie ad equilibrare i carichi esterni. I controventi reticolari concentrici possono essere distinti nelle seguenti tre categorie (Figura 8-2):

- controventi con diagonale tesa attiva, in cui la principale fonte di dissipazione risiede nelle aste diagonali soggette a trazione in campo plastico.
- controventi a V, in cui le forze orizzontali devono essere assorbite considerando sia le diagonali tese che quelle compresse. Il punto d'intersezione di queste diagonali giace su di una membratura orizzontale che deve essere continua.
- controventi a K, in cui il punto d'intersezione delle diagonali giace su di una colonna. Questa categoria non deve essere considerata dissipativa in quanto il meccanismo di collasso coinvolge la colonna. Pertanto, si deve assumere $q = 1$.

c) controventi eccentrici: nei quali le forze orizzontali sono principalmente assorbite da membrature caricate assialmente, ma la presenza di eccentricità di schema permette la dissipazione di energia nei traversi per mezzo del comportamento ciclico a flessione e/o taglio. I controventi eccentrici possono essere classificati dissipativi quando la plasticizzazione dei traversi dovuta alla flessione e/o al taglio precede il raggiungimento della resistenza ultima delle altre parti strutturali.

d) strutture a mensola o a pendolo invertito: costituite da membrature pressoinflesse in cui le zone dissipative sono collocate alla base.

e) strutture intelaiate controventate: nelle quali le azioni orizzontali sono assorbite sia da telai che da controventi agenti nel medesimo piano.

Tipologie strutturali diverse da quelle sopraelencate possono essere utilizzate sulla base di criteri di progettazione non difforni da quelli considerati nella Normativa, a condizione che forniscano un grado di sicurezza non inferiore.

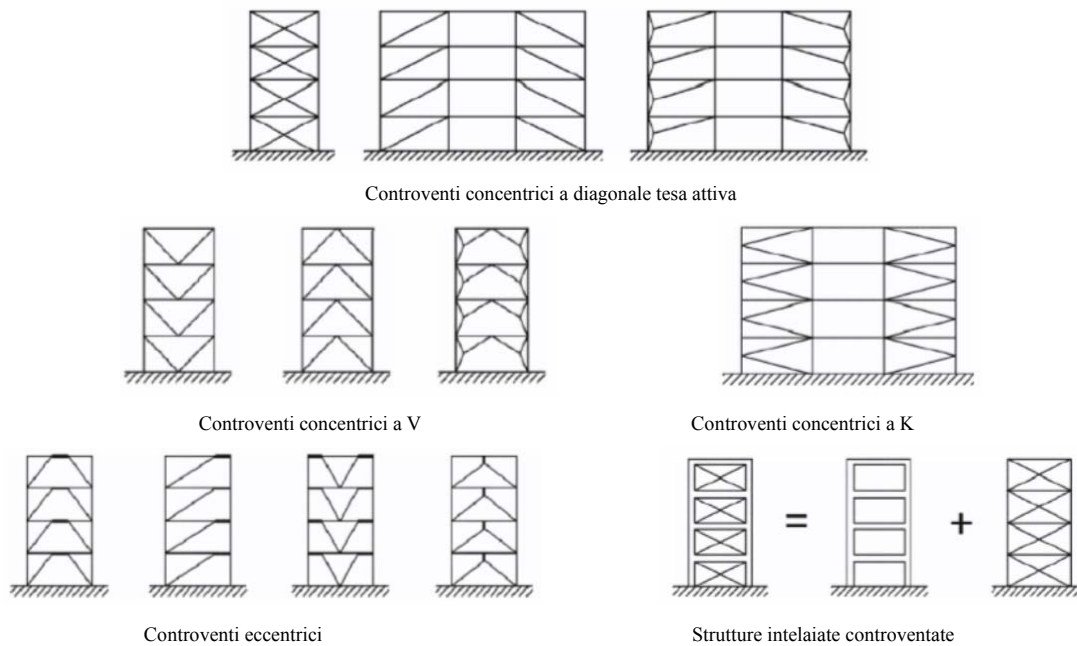


Figura 8-2

8.6.3.2 Criteri di dimensionamento

La duttilità e le capacità dissipative di un organismo strutturale sotto le azioni sismiche dipendono non solo dalla tipologia strutturale, ma anche dai criteri di dimensionamento adottati e dal dettaglio costruttivo delle zone dissipative. Con riferimento alle strutture intelaiate, alle strutture con controventi sia concentrici che eccentrici ed alle strutture intelaiate controventate, in relazione ai criteri di dimensionamento adottati, si distinguono due classi di duttilità:

- strutture a bassa duttilità;
- strutture ad alta duttilità.

La differenza tra le due classi risiede nel fatto che per le strutture ad alta duttilità si utilizzano criteri semplificati per il controllo del meccanismo di collasso, effettuando il dimensionamento degli elementi non dissipativi nel rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze.

8.6.3.3 Fattore di struttura

Il fattore di struttura q introdotto per tener conto della capacità di dissipazione dell'energia sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dai criteri di dimensionamento, dalla duttilità locale delle membrature e dal grado di regolarità della configurazione strutturale. Pertanto, esso viene espresso per ciascuna tipologia strutturale nella forma seguente:

$$q = q_0 k_D k_R$$

nella quale q_0 dipende dalla tipologia strutturale e dai criteri di dimensionamento adottati (classe di duttilità); k_D è un fattore che tiene conto delle risorse di duttilità locale delle zone dissipative; k_R è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità dell'edificio.

Il fattore k_R vale:

Strutture regolari in altezza (...)	$k_R = 1.0$
Strutture non regolari in altezza (...)	$k_R = 0.8$

I valori del fattore k_D sono forniti in 8.6.4.2. Per ciascuna tipologia strutturale il valore di riferimento q_0 del fattore di struttura è dato in Tabella 8-7 per le due classi di duttilità, bassa e alta.

Tabella 8-7

TIPOLOGIA STRUTTURALE	CLASSE DI DUTTILITA'	
	BASSA	ALTA
Strutture intelaiate	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
Controventi reticolari concentrici	2	4
Controventi eccentrici	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
Strutture a mensola o a pendolo invertito	2	-
Strutture intelaiate controventate	4	$4\alpha_u/\alpha_1$

Tali valori di q_0 sono da intendersi validi a patto che vengano rispettate le regole di progettazione fornite al § 8.6.5. In particolare, essi richiedono collegamenti a completo ripristino di resistenza progettati con un margine di sovrarresistenza tale da consentire il completo sviluppo delle risorse di duttilità locale delle membrature collegate. Tale requisito richiede che siano soddisfatte le regole di progettazione di cui al punto 8.6.4.2.2.

Nella Tabella 8-7:

- α_1 è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la piena plasticizzazione;
- α_u è il moltiplicatore massimo della forza sismica orizzontale per il quale si verifica la formazione di un numero di zone plastiche tali da rendere la struttura labile o provocare instabilità globale.

Il valore di α_u/α_1 può essere calcolato per mezzo di un'analisi statica non lineare (punto 8.4.5.4) e non può in ogni caso essere assunto superiore a 1.6.

Qualora non si proceda ad una analisi non lineare per la valutazione di α_u/α_1 , i seguenti valori possono essere adottati:

	α_u/α_1
edifici a un piano	1,1
edifici a telaio a più piani, con una sola campata	1,2
edifici a telaio con più piani e più campate	1,3
edifici con controventi eccentrici a più piani	1,2

Nel caso si adottino sistemi tipologicamente misti analizzati con modelli tridimensionali si può assumere il valore di q più basso fra quelli relativi alle tipologie presenti (§§ 8.4.4-8.4.11). Per edifici ad un piano regolari, che possano essere analizzati con modelli separati per ciascuna direzione del sisma, e che abbiano diverse tipologie strutturali resistenti nelle due direzioni, si possono adottare valori di q diversi per ciascuna analisi.

8.6.4 Regole di progetto e di dettaglio per strutture dissipative

8.6.4.1 Regole di progetto

Le strutture con zone dissipative devono essere progettate in maniera tale che queste zone si sviluppino in quelle parti della struttura in cui la plasticizzazione o l'instabilità locale o altri fenomeni di degrado dovuti al comportamento isteretico non influenzino la stabilità globale della struttura. Le zone dissipative devono avere adeguata resistenza e duttilità. La loro resistenza deve essere verificata in accordo con la normativa vigente. Le parti non dissipative delle strutture dissipative ed i collegamenti delle parti

dissipative al resto della struttura devono possedere una sufficiente sovrarresistenza per consentire lo sviluppo della plasticizzazione ciclica delle parti dissipative.

8.6.4.2 Regole di dettaglio per tutte le tipologie strutturali

Parti compresse delle zone dissipative

Nelle zone dissipative soggette a flessione semplice o composta deve essere assicurata sufficiente duttilità locale. Ciò si ottiene limitando opportunamente i rapporti larghezza-spessore delle parti compresse che compongono la sezione. In particolare, si distinguono le seguenti tre categorie di duttilità delle zone dissipative:

- duttili, quando l'instabilità locale delle parti compresse della sezione si sviluppa in campo plastico ed è sufficientemente ritardata in maniera tale che la membratura sia in grado di sviluppare grandi deformazioni plastiche in regime incrudente senza significative riduzioni della capacità portante;
- plastiche, quando l'instabilità locale si sviluppa in campo plastico, ma i rapporti larghezza-spessore non sono tali da consentire deformazioni plastiche significative;
- snelle, quando l'instabilità locale avviene in campo elastico, senza consentire l'inizio di plasticizzazioni.

Ai fini della suddetta classificazione si può impiegare il parametro s , che esprime il rapporto fra la tensione massima corrispondente alla capacità portante ultima della sezione f_{lb} e la tensione di snervamento del materiale, $s = f_{lb}/f_y$. I valori limite del parametro s che identificano le diverse categorie di comportamento sono:

- duttili $s \geq 1.20$
- plastiche $1.00 \leq s < 1.20$
- snelle $s < 1.00$

I valori q_0 del fattore di struttura forniti al § 8.6.3.3 sono da intendersi come valori di riferimento validi nel caso di zone dissipative duttili. Pertanto, ai suddetti valori si applicano i seguenti coefficienti di riduzione k_D in accordo con la categoria di duttilità:

- duttili $k_D = 1.0$
- plastiche $k_D = 0.75$
- snelle $k_D = 0.50$

Nel caso in cui nella struttura siano presenti zone dissipative appartenenti a diverse categorie di duttilità, il valore di k_D deve essere assunto pari a quello corrispondente alla categoria inferiore. Nel caso dei profili a doppio T laminati a caldo e in composizione saldata e con riferimento agli usuali acciai da carpenteria, il parametro s può determinarsi attraverso la relazione:

$$s = \frac{1}{0.695 + 1.632\lambda_f^2 + 1.632\lambda_w^2 - 0.602\frac{b_f}{L^*}} \leq \min\left\{\frac{f_t}{f_y}; 1.25\right\} \quad (8.6.4.2.1.1)$$

dove f_t è la tensione ultima, f_y è la tensione di snervamento, b_f è la larghezza delle flange, L^* è la distanza tra il punto di nullo del diagramma del momento e la cerniera plastica (zona dissipativa), λ_f e λ_w sono parametri di snellezza delle flange e dell'anima, dati da:

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2 \cdot t_f} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$\lambda_w = \frac{d_{w,e}}{t_w} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (8.6.4.2.1.2)$$

essendo t_f lo spessore delle flange, t_w lo spessore dell'anima e $d_{w,e}$ la parte compressa dell'anima data da:

$$d_{w,e} = \frac{d_w}{2} \left(1 + \frac{A}{A_w} \rho \right) \leq d_w \quad (8.6.4.2.1.3)$$

dove d_w è l'altezza dell'anima; A è l'area della sezione; A_w è l'area dell'anima; $\rho = N S_d / A f_y$ è il rapporto fra lo sforzo normale di progetto e lo sforzo normale plastico, positivo se di compressione.

Nel caso di sezione generica diversa dal doppio T, in mancanza di una più precisa valutazione del rapporto $s = f_b / f_y$, si può fare riferimento a classificazioni di comprovata validità (ad esempio si può fare riferimento alla classificazione richiamata nel DM 16.1.96 in cui la classe 1a corrisponde alle membrature duttili, le classi 2 a e 3 a a quelle plastiche e la classe 4 a a quelle snelle).

Parti tese delle zone dissipative

Ai fini della classificazione delle zone dissipative, nel caso di membrature tese si assume

$$s = \min \left\{ \frac{f_t}{f_y}; 1.25 \right\} \quad (8.6.4.2.2.1)$$

Pertanto risulta che le membrature tese sono sempre classificate come duttili. Nel caso di membrature tese con collegamenti bullonati, la resistenza plastica di progetto deve risultare inferiore alla resistenza ultima di progetto della sezione netta in corrispondenza dei fori per i dispositivi di collegamento. Ciò richiede il rispetto della relazione seguente:

$$\frac{A_{res}}{A} \geq 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \frac{f_y}{f_t} \quad (8.6.4.2.2.2)$$

essendo A l'area lorda e A_{res} l'area resistente costituita dall'area netta in corrispondenza dei fori integrata da un'eventuale area di rinforzo.

Collegamenti in zone dissipative

I collegamenti in zone dissipative devono avere sufficiente sovrarresistenza per consentire la plasticizzazione delle parti collegate. Si ritiene che tale requisito di sovrarresistenza sia soddisfatto nel caso di saldature di prima classe a completa penetrazione. Nel caso di collegamenti con saldature a cordoni d'angolo e nel caso di collegamenti bullonati il seguente requisito deve essere soddisfatto:

$$R_{j,d} \geq \gamma_{ov} s R_{pl,Rd} \quad (8.6.4.2.3.1)$$

dove: $R_{j,d}$ è la resistenza di progetto del collegamento; $R_{pl,Rd}$ è la resistenza plastica di progetto della membratura collegata.

Diaframmi e controventi orizzontali

È necessario verificare che i diaframmi ed i controventi orizzontali siano in grado di trasmettere nel loro piano ai diversi elementi sismo-resistenti verticali da essi collegati le forze derivanti dalla analisi di insieme dell'edificio moltiplicate per un fattore di amplificazione pari a 1.3.

8.6.4.3 Regole di dettaglio per le strutture intelaiate

Classi di duttilità

Al fine di conseguire un comportamento duttile, i telai devono essere progettati in maniera tale che le cerniere plastiche si formino nelle travi piuttosto che nelle colonne. Questo requisito non è richiesto con riferimento alle sezioni di base del telaio, alle sezioni di sommità delle colonne dell'ultimo piano degli edifici multipiano e nel caso di edifici monopiano.

Tale obiettivo può essere conseguito in maniera più o meno estesa in funzione dei criteri di progettazione adottati. Pertanto, a tale riguardo i telai si distinguono in:

- telai a bassa duttilità;
- telai ad alta duttilità.

Requisiti comuni alle due classi di duttilità

Verifiche di resistenza delle travi

Con riferimento alle cerniere plastiche nelle travi, è necessario verificare che la resistenza flessionale plastica e la capacità rotazionale non siano ridotti dalle contemporanee azioni di sforzo normale e taglio. A tale scopo, nelle sezioni in cui è attesa la formazione delle cerniere plastiche devono essere verificate le seguenti relazioni:

$$\begin{aligned}MSd &\leq M_{pl,Rd} \\NSd &\leq 0.15 N_{pl,Rd} \\VG,Sd + VM,Sd &\leq 0.5 V_{pl,Rd}\end{aligned}\tag{8.6.4.3.2.1}$$

dove MSd ed NSd sono i valori di progetto del momento flettente e dello sforzo assiale risultanti dall'analisi strutturale; $M_{pl,Rd}$, $N_{pl,Rd}$ e $V_{pl,Rd}$ sono i valori delle resistenze plastiche di progetto, flessionale, assiale e tagliante; VG,Sd è la sollecitazione di taglio di progetto dovuta alle azioni non-sismiche; VM,Sd è la forza di taglio dovuta all'applicazione dei momenti resistenti $M_{pl,Rd}$ alle estremità della trave, con segno tale da produrre un diagramma dei momenti intrecciato (a doppia curvatura).

Verifiche di stabilità flessio-torsionale delle travi

In assenza di ritegni trasversali, le travi devono possedere sufficiente resistenza nei confronti della instabilità laterale o flessotorsionale nella ipotesi di formazione di una cerniera plastica ad una delle estremità.

Verifiche a taglio delle colonne

L'azione di taglio nelle colonne risultante dall'analisi strutturale deve rispettare la seguente limitazione:

$$VM,Sd \leq 0.5 V_{pl,Rd}\tag{8.6.4.3.2.3.1}$$

dove $V_{M,Sd}$ è la forza di taglio dovuta all'applicazione dei momenti resistenti ridotti per la presenza dello sforzo normale alle estremità della colonna ($M_{c,Rd,red}$), con segno tale da produrre un diagramma dei momenti intrecciato (a doppia curvatura).

Collegamenti trave-colonna

I collegamenti trave-colonna devono essere progettati in maniera tale da possedere una adeguata sovraresistenza per consentire la formazione delle cerniere plastiche alle estremità delle travi.

Tale requisito si ritiene soddisfatto se la seguente condizione risulta verificata:

$$M_{j,Rd} \geq \gamma_{ov} s M_{b,pl,Rd} \quad (8.6.4.3.2.4.1)$$

essendo $M_{j,Rd}$ la resistenza flessionale di progetto dei collegamenti trave-colonna e $M_{b,pl,Rd}$ la resistenza flessionale di progetto delle travi collegate. Ai fini della valutazione della aliquota di sovraresistenza s che la trave è in grado di sviluppare per effetto dell'incrudimento, prima che si manifesti l'instabilità locale della flangia compressa, si può utilizzare la (8.6.4.2.1.1) nell'ipotesi che al collasso il punto di nullo del diagramma del momento nella trave sia in mezzzeria, assumendo cioè $L^* = L/2$, essendo L la lunghezza della trave e, per $\rho=0$:

$$\lambda_w = \frac{d_w}{2t_w} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (8.6.4.3.2.4.2)$$

Pannelli nodali

I pannelli nodali dei collegamenti trave-colonna devono essere progettati in maniera tale da escludere la loro plasticizzazione a taglio. Tale requisito si ritiene soddisfatto quando la seguente relazione risulta verificata:

$$V_{wp,Rd} \geq \gamma_{ov} \frac{\sum M_{pl,Rd}}{z} \left(1 - \frac{z}{H - h_b} \right) \quad (8.6.4.3.2.5.1)$$

dove $V_{wp,Rd}$ è la resistenza di progetto del pannello nodale, $\sum M_{pl,Rd}$ è la sommatoria dei momenti plastici delle travi, H è l'altezza di interpiano, $z = hb - t_{fb}$ è il braccio della coppia interna, essendo b h l'altezza della sezione della trave e t_{fb} lo spessore della flangia.

In assenza di piatti di continuità posti in prosecuzione delle flange delle travi e di ogni altro possibile rinforzo della zona di pannello nodale, la resistenza di progetto a taglio può essere calcolata mediante la seguente relazione:

$$V_{wp,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} A_{vc} \sqrt{1 - \left(\frac{\sigma}{f_y} \right)^2} \quad (8.6.4.3.2.5.2)$$

dove A_{vc} è l'area resistente a taglio della colonna e σ è la tensione normale media nel pannello nodale.

Nel caso di colonne con sezione in composizione saldata, l'area resistente a taglio della sezione della colonna coincide con l'area dell'anima mentre, nel caso di colonne in profilo laminato, è esprimibile nella seguente forma:

$$A_{vc} = A_c - 2b_{fc}t_{tf} + (t_{wc} + 2r_c)t_{fc} \quad (8.6.4.3.2.5.3)$$

dove A_c è l'area della colonna, r_c è il raggio di raccordo della connessione flangia-anima e b_{fc} , t_{fc} e t_{wc} sono, rispettivamente, la larghezza delle flange, lo spessore delle flange e lo spessore dell'anima della colonna. Quando l'anima della colonna sollecitata a taglio è rinforzata ed irrigidita per mezzo di piastre d'anima supplementari, lo spessore

di tali piastre non può essere inferiore allo spessore dell'anima della colonna. In tal caso, l'area resistente a taglio A_{vc} del pannello nodale può essere incrementata di $b_s t_{wc}$, essendo b_s la larghezza delle piastre d'anima supplementari. Ulteriori incrementi dell'area resistente a taglio non sono ammessi anche qualora le piastre supplementari siano saldate da ambo i lati dell'anima della colonna. Nel caso di collegamenti irrigiditi mediante piatti di continuità, la resistenza addizionale derivante dalla flessione delle flange della colonna può essere calcolata attraverso la seguente relazione:

$$\Delta V_{wp,Rd} = \frac{b_{fc} t_{fc}^2}{Z} f_y \quad (8.6.4.3.2.5.4)$$

Il rinforzo del pannello nodale può essere ottenuto anche mediante costole diagonali saldate all'anima della colonna, in tal caso la resistenza addizionale dovuta alla costola diagonale può essere calcolata come:

$$\Delta V_{wp,Rd} = A_{ds} f_y \frac{h_c - t_{fc}}{\sqrt{(h_c - t_{fc})^2 + Z^2}} \frac{1}{\omega} \quad (8.6.4.3.2.5.5)$$

dove h_c e t_{fc} sono l'altezza della sezione e lo spessore delle flange della colonna ed A_{ds} è l'area dell'irrigidimento diagonale e, infine, ω è il coefficiente di stabilità dipendente dalla snellezza dell'elemento di irrigidimento.

In Figura 8-3 sono rappresentati i dettagli costruttivi dei pannelli nodali, cui è necessario fare riferimento per il calcolo della resistenza a taglio. I piatti di continuità in prosecuzione delle ali della trave devono essere sempre previsti nel caso di collegamenti trave-colonna saldati.

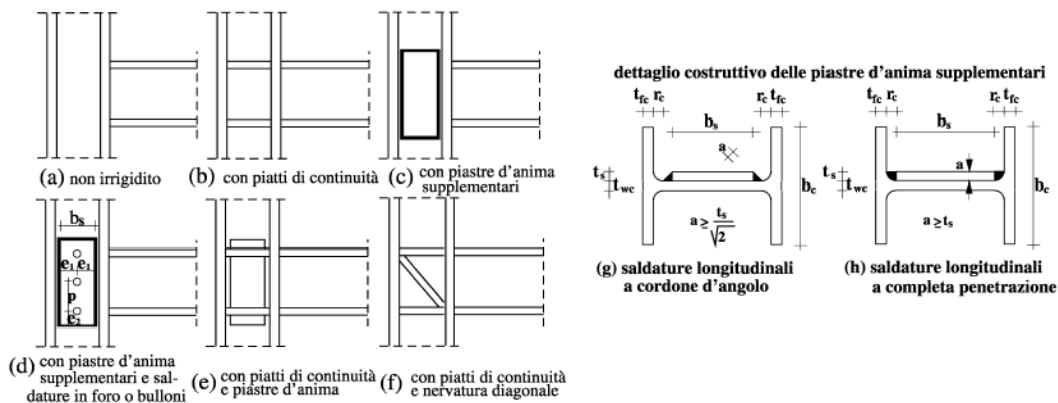


Figura 8-3

Collegamenti colonna-fondazione

Alla base del telaio, il collegamento delle colonne alla fondazione deve essere progettato in maniera tale da possedere una adeguata sovreresistenza allo scopo di consentire la plasticizzazione delle sezioni di base delle colonne. Tale requisito si può ritenere soddisfatto quando il momento flettente di progetto del collegamento della colonna alla fondazione viene assunto pari a:

$$M_{Sd} = \gamma_{ov} (s - \rho) \cdot M_{pl,Rd} \quad (\text{con } s > \rho) \quad (8.6.4.3.2.6.1)$$

dove $M_{pl,Rd}$ è il momento plastico di progetto della sezione delle colonne; ρ è il valore

adimensionale dello sforzo normale di progetto $\rho = \frac{N_{Sd}}{A f_y}$, positivo se di compressione;

s è ancora dato dalla (8.6.4.2.1.1), con $L^* = H/2$, dove H è l'altezza d'interpiano e calcolando il parametro di snellezza dell'anima (λ_w) attraverso le (8.6.4.2.1.2) e (8.6.4.2.1.3).

Telai a bassa duttilità

I telai a bassa duttilità sono progettati senza alcun controllo del meccanismo di collasso. Pertanto, le sezioni delle membrature dovranno essere verificate assumendo come valori di progetto delle azioni di sforzo normale NSd e momento flettente MSd derivanti dalla analisi elastica globale, mentre per la verifica a taglio valgono i requisiti di cui ai punti 8.6.4.3.2.1 e 8.6.4.3.2.3.

Telai ad alta duttilità

I telai ad alta duttilità sono progettati mediante criteri semplificati per il controllo del meccanismo di collasso. In particolare, rientra in tale ambito il criterio di gerarchia trave-colonna. Il criterio di gerarchia trave-colonna si ritiene soddisfatto quando per le colonne convergenti in ogni nodo risulta:

$$M_{c,Rd,red} \geq M_{c,Sd,G} + \alpha M_{c,Sd,E} \quad (8.6.4.3.4.1)$$

dove $M_{c,Rd,red}$ è la resistenza flessionale di progetto ridotta per la presenza dello sforzo normale, $M_{c,Sd,G}$ è la sollecitazione flessionale di progetto dovuta ai soli carichi verticali, $M_{c,Sd,E}$ è la sollecitazione flessionale di progetto dovuta alle sole azioni sismiche ed α è il minimo valore dei rapporti:

$$\alpha_i = \min \left\{ \frac{\gamma_{ov} \cdot s_i \cdot M_{b,pl,Rd,i} - M_{b,Sd,G,i}}{M_{b,Sd,E,i}} ; q \right\} \quad (8.6.4.3.4.2)$$

calcolati per tutte le travi (i indica l'i-esima trave), dove $M_{b,pl,Rd}$ è la resistenza plastica di progetto della trave, $M_{b,Sd,G,i}$ è la sollecitazione flessionale di progetto dovuta ai soli carichi verticali, $M_{b,Sd,E,i}$ è la sollecitazione flessionale di progetto dovuta alle sole azioni sismiche. Il valore dello sforzo normale da considerare nel calcolo di $M_{c,Rd,red}$ risulta pari a:

$$N_{c,Sd} = N_{c,Sd,G} + \alpha N_{c,Sd,E} \quad (8.6.4.3.4.3)$$

dove $N_{c,Sd,G}$ è lo sforzo normale dovuto ai soli carichi verticali e $N_{c,Sd,E}$ N è lo sforzo normale dovuto alle sole azioni sismiche ed α è fornito dalla (8.6.4.3.4.2). Lo sforzo normale si assume positivo se di compressione. Il valore del taglio di progetto risulta pari a:

$$V_{c,Sd} = V_{c,Sd,G} + \alpha V_{c,Sd,E} \quad (8.6.4.3.4.4)$$

dove $V_{c,Sd,G}$ è il taglio dovuto ai soli carichi verticali e $V_{c,Sd,E}$ è il taglio dovuto alle sole azioni sismiche ed α è fornito dalla (8.6.4.3.4.2). Il rispetto delle (8.6.4.3.4.1) e (8.6.4.3.4.4) non è necessario all'ultimo piano degli edifici multipiano. Occorre in ogni caso verificare che in ogni nodo i risultati:

$$\sum_i M_{c,Rd,red} \geq \gamma_{ov} \cdot \sum_i s_i \cdot M_{b,pl,Rd,i} \quad (8.6.4.3.4.5)$$

8.6.5 Edifici in zona 4

Gli edifici con struttura in acciaio da edificarsi in zona 4 possono essere calcolati applicando le regole valide per la progettazione “non sismica”, alle seguenti condizioni:

- deve essere considerata la combinazione di azioni di cui all’espressione (8.4.3.1), applicando in due direzioni ortogonali il sistema di forze orizzontali definito dalle espressioni (4.2) e (4.3) della BOZZA di Testo coordinato dell’Allegato 2 –Edifici – aggiornamento 15/01/05, in cui si assumerà $S_d(T) = 0.05g$. Le relative verifiche di sicurezza vanno effettuate in modo indipendente nelle due direzioni, allo stato limite ultimo;
- i diaframmi orizzontali devono rispettare quanto prescritto al punto 8.6.4.2.4;
- per le membrature sono rispettati i punti 8.6.4.2.1-4 per quanto attiene alle strutture a bassa duttilità;
- nelle strutture intelaiate sono rispettati i punti 8.6.4.3.4 riguardanti le strutture di classe B;
- nelle strutture controventate, sono rispettati i §§ 6.5.5.3 della BOZZA di Testo coordinato dell’Allegato 2 – Edifici – aggiornamento 15/01/05 nel caso di controventi concentrici e 6.5.6.4 e 5 (sempre della Bozza) nel caso di controventi eccentrici. In entrambi i casi si fa riferimento a quanto riportato per le strutture a bassa duttilità.

8.7 Riferimenti

- [1] A. Antonaia, M. Avitabile, G. Calchetti, T. Crescenzi, G. Cara, G. M. Giannuzzi, A. Maccari, A. Miliozzi, M. Rufoloni, D. Prischich, M. Vignolini, C. Rubbia - *Progetto di massima del collettore parabolico lineare per impianto solare* - ENEA/TM/PRES/2001_9
- [2] C.Majorana - *Progettare in zona sismica* - Corso di aggiornamento per SILP Padova, Sindacato Ingegneri Liberi Professionisti della Provincia di Padova, settembre/ottobre 2003, (corso di 16 ore frontali).

9 Bibliografia

- [1] A. Antonaia, M. Avitabile, G. Calchetti, T. Crescenzi, G. Cara, G. M. Giannuzzi, A. Maccari, A. Miliozzi, M. Rufoloni, D. Prischich, M. Vignolini, C. Rubbia - Progetto di massima del collettore parabolico lineare per impianto solare - ENEA/TM/PRES/2001_9
- [2] D. Prischich, G. B. Dusi, A. De Luca, A. Miliozzi, G. M. Giannuzzi. - Relazione di calcolo della struttura portante e dei pannelli riflettenti del collettore prototipo per l'impianto PCS - ENEA Progetto Solare Termodinamico, SOL/RS/2003/26, 01/10/2003, pp.1-40
- [3] C. Majorana, V. Salomoni - Selezione, elaborazione ed applicazione delle norme per la progettazione dei concentratori parabolici lineari. Descrizione funzionale, classificazione e selezione delle norme di progetto delle strutture del concentratore solare parabolico lineare - Relazione nr. 1 Contratto ENEA/CPADOR, 18 Novembre 2004.
- [4] C. Majorana, V. Salomoni - Guida alla progettazione dei collettori solari parabolici lineari - Relazione nr. 2 Contratto ENEA/CPADOR, Giugno 2005.
- [5] C. Majorana, V. Salomoni - Analisi e verifiche strutturali per un concentratore solare parabolico lineare da 100 metri - Relazione nr. 3 Contratto ENEA/CPADOR, Agosto 2005.
- [6] Legge 2 marzo 1949, n. 143 - Approvazione della Tariffa professionale degli Ingegneri e architetti - (G.U. 19 aprile 1949, n.90), aggiornata come da L. 4 marzo 1958, n. 143, con: D.M. 21 agosto 1958, D.M. 25 febbraio 1965, D.M. 18 novembre 1971, D.M. 13 aprile 1976, D.M. 29 giugno 1981, D.M. 11 giugno 1987, n. 233, D.M. 03 settembre 1997, n. 417.
- [7] Tratto da Sergio Autore - Tariffe per le prestazioni professionali dell'ingegnere e dell'architetto - II Edizione, Sistemi Editoriali, Napoli, 2002.
- [8] C. Guerriero - Macchine ed Impianti. Normativa essenziale di sicurezza - EPC Libri, Roma, 2002.
- [9] D.Lgs. 494/96 - Sicurezza nei cantieri temporanei e mobili - e Decreti attuativi successivi.
- [10] D.Lgs 19.09.1994 n.626 - Attuazione delle direttive CEE riguardanti il miglioramento della sicurezza e della salute dei lavoratori sul luogo di lavoro - e Decreti attuativi successivi.
- [11] MIL-17-HDBK – Polymer Matrix Composites - Volume 1. Guidelines for Characterization of Structural Materials – 1994
- [12] MIL-17-HDBK – Polymer Matrix Composites - Volume 2. Materials Properties – 1994
- [13] MIL-17-HDBK – Polymer Matrix Composites - Volume 3. Materials usage, Design and Analysis – 1994
- [14] A. Miliozzi, A. De Luca - Valutazione dell'azione del vento sui concentratori solari parabolici lineari – SOL/RS/2002/06
- [15] A. De Luca – Valutazione dell'azione del vento sul receiver di un concentratore solare – SOL/RS/2002/08
- [16] D. Nicolini, G. M. Giannuzzi - Valutazione dei carichi agenti sui supporti del sistema ricevitore di un collettore solare parabolico lineare - SOL/RS/2002/16
- [17] A. Miliozzi - Messa a punto del modello fluidodinamico per la valutazione dei carichi del vento. Confronto dei risultati tra Fluent ed Ansys. - Nota Tecnica ATS-04-003

- [18] A. Miliozzi - Valutazione dell'azione del vento su un concentratore parabolico lineare - Nota Tecnica ATS-04-004
- [19] Miliozzi A., Nicolini D., Giannuzzi G. M., Rondoni C., Chieruzzi M., Kenny J. M. – Valutazione numerica dell'azione del vento sui concentratori parabolici lineari di un impianto solare ad alta temperatura – SOL/RS/2004/13
- [20] Miliozzi A., Nicolini D. – Analisi di sensibilità sul modello numerico utilizzato per la valutazione dell'azione del vento sui concentratori parabolici lineari di un impianto solare ad alta temperatura – SOL/RS/2004/24
- [21] J.M. Kenny, C. Rondoni, M. Chieruzzi - Progettazione, realizzazione ed esecuzione di prove in galleria del vento per un concentratore solare parabolico-lineare. Prove Sperimentali ed Analisi Fluidodinamiche - Gruppo di Ricerca STM – Documento finale contratto ENEA - Maggio 2005
- [22] Miliozzi A., Nicolini D., J.M. Kenny, C. Rondoni, F. Crobu – Verifica della affidabilità del modello numerico utilizzato per valutare l'azione del vento su concentratori parabolici lineari attraverso prove sperimentali in galleria del vento – SOL/RS/2005/11
- [23] AA.VV. - Construction métallique et mixte acier-beton. Calcul et dimensionnement - Tome 1, Eyrolles, Parigi, 1992.
- [24] AA.VV. - Construction métallique et mixte acier-beton. Conception et mise in ouvre - Tome 2, Eyrolles, Parigi, 1992.
- [25] P. Foraboschi - Elementi di Tecnica delle Costruzioni. Progetto di massima delle strutture civili - McGraw-Hill, Milano, 2004.
- [26] A. Bernardini, U. Vescovi - Tecnica delle costruzioni – sicurezza e non linearità delle strutture - CLEUP Ed., Padova, 1989.
- [27] N. Scibilia - Progetto di strutture in acciaio - Flaccovio Ed., Palermo, 1999.
- [28] ENEXSYS - Guida alla progettazione e verifica di strutture in acciaio secondo gli Stati Limite - DEI, Roma, 2003.
- [29] G. Ballio, F.M. Mazzolani - Strutture in acciaio - Hoepli, Milano, 2002, pp. 1-779.
- [30] G. Ballio, C. Bernuzzi - Progettare costruzioni in acciaio - Hoepli, Milano, 2004, pp. 1-348.
- [31] V.Nunziata - Teoria e pratica delle strutture in acciaio - Seconda Edizione, Flaccovio Ed., Palermo, 2000, pp. 1-476.
- [32] F. Radogna - Tecnica delle Costruzioni – 1. Fondamenti delle costruzioni di acciaio - Zanichelli Ed., 2002.
- [33] C.Majorana - Progettare in zona sismica - Corso di aggiornamento per SILP Padova, Sindacato Ingegneri Liberi Professionisti della Provincia di Padova, settembre/ottobre 2003, (corso di 16 ore frontali).
- [34] Min. delle Infrastrutture e dei Trasporti - Testo Unico. Norme Tecniche per le Costruzioni – Giugno 2005

Appendice A - Elenco delle normative

Normative Italiane

1	5/11/1971	Legge 5/11/71, n.1086, Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica.
2	2/2/1974	Legge 2/2/74, n.64, Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
3	14/2/1992	D.M. 14/2/92, Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche.
4	9/1/1996	D.M. 9/1/96, Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche.
5	15/10/1996	Circolare ministeriale 15 Ottobre 1996 n. 252, Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M. 9 gennaio 1996 .
6	16/1/1996	D.M. 16/1/96, Norme tecniche relative ai "criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".
7	4/7/1996	Circolare ministeriale 4 Luglio 1996 n. 156, Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. 16 gennaio 1996.
8	16/1/1996	D.M. 16/1/96, Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica. (valida fino a novembre 2004, poi prorogata).
9	10/4/1997	Circolare ministeriale 10 Aprile 1997 n. 65, Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica" di cui al D.M. 16 gennaio 1996. (valida fino a fine 2004).
10	20/03/2003	Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20.03.2003, "Primi elementi in materia di criteri generali per la CLASSIFICAZIONE SISMICA del territorio nazionale e di normative tecniche per le COSTRUZIONI IN ZONA SISMICA (Ordinanza n. 3274). Estratto dalla G.U. della R.I., S.O. alla G.U. n. 105 dell'8.05.2003 – Serie Generale (Contenente n. 4 Allegati).

Istruzioni CNR

1	6/1988	CNR UNI 10011/88, Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
2	21/12/1997	CNR UNI 10011/97, Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
3	1988	CNR UNI 10022/88, Costruzioni di profilati di acciaio formati a freddo.
4	1986	CNR UNI 10024/86, Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.

Normative Europee

1	Eurocodice 1 – Basi di calcolo ed azioni sulle strutture, Parte 2-1: Azioni sulle strutture – Massa volumica, pesi propri e carichi imposti. UNI ENV 1991-2-1, ottobre 1996.
2	Eurocodice 1 – Basi di calcolo ed azioni sulle strutture, Parte 2-2: Azioni sulle strutture – Azioni sulle strutture esposte al fuoco. UNI ENV 1991-2-2, aprile 1997. (Norma italiana sperimentale).
3	Eurocodice 1 – Basi di calcolo ed azioni sulle strutture, Parte 2-3: Azioni sulle strutture – Carichi da neve. UNI ENV 1991-2-3, ottobre 1996. (Norma italiana sperimentale).
4	Eurocodice 1 – Basi di calcolo ed azioni sulle strutture, Parte 2-4: Azioni sulle strutture – Azioni del vento. UNI ENV 1991-2-4, marzo 1997. (Norma italiana sperimentale).
5	Eurocodice 1 – Basi di calcolo ed azioni sulle strutture, Parte 2-5: Azioni sulle strutture – Azioni termiche. UNI ENV 1991-2-5, giugno 2001. (Norma italiana sperimentale).
6	Eurocodice 1 – Basi di calcolo ed azioni sulle strutture, Parte 2-6: Azioni sulle strutture – Azioni durante la costruzione. UNI ENV 1991-2-6, ottobre 2000. (Norma italiana sperimentale).
7	Eurocodice 1 – Basi di calcolo ed azioni sulle strutture, Parte 2-7: Azioni sulle strutture – Azioni eccezionali dovuti a impatti ed esplosioni. UNI ENV 1991-2-7, settembre 2000. (Norma italiana sperimentale).
8	Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo, Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici. UNI ENV 1992-1-1, gennaio 1993. (Norma italiana sperimentale).
9	Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo, Parte 1-2: Regole generali – Progettazione della resistenza all'incendio. UNI ENV 1992-1-2, gennaio 1998. (Norma italiana sperimentale).

10	Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo, Parte 1-3: Regole generali – Elementi delle strutture prefabbricate di calcestruzzo. UNI ENV 1992-1-3, settembre 1995. (Norma italiana sperimentale).
11	Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio, Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici. ENV 1993-1-1, aprile 1992. (Norma italiana sperimentale).
12	Eurocodice 8 – Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture, Parte 1-1: Regole generali. Azioni sismiche e regole generali per le strutture. UNI ENV 1998-1, ottobre 1997. (Norma italiana sperimentale).
13	Eurocodice 8 – Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture, Parte 1-2: Regole generali. Regole generali per gli edifici. UNI ENV 1998-2, ottobre 1997. (Norma italiana sperimentale).
14	Eurocodice 8 – Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture, Parte 1-3: Regole generali. Regole specifiche per i diversi materiali ed elementi. UNI ENV 1998-3, gennaio 1998. (Norma italiana sperimentale).

Appendice B – Coefficienti aerodinamici

Concentratore solare parabolico lineare

A partire da risultati ottenuti attraverso analisi CFD, si sono identificati i vari coefficienti di forma aerodinamici relativi alle azioni esercitate dal vento su di un collettore parabolico lineare in funzione della posizione angolare dello stesso (Figura-B-1).

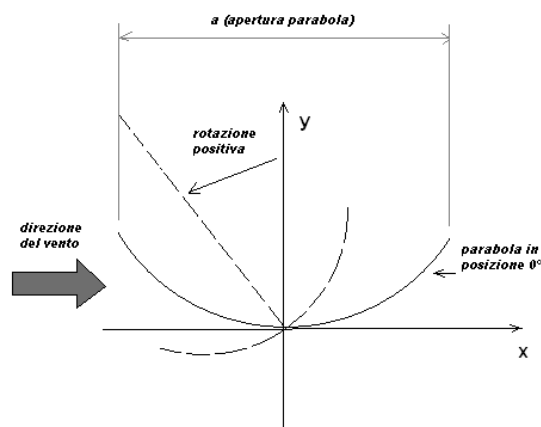


Figura-B-1 - Schema di concentratore parabolico

Tali coefficienti sono stati determinati per il collettore più sollecitato (collettore “periferico”: Figura-B-2 e Tabella-B-0-4 e Tabella-B-0-5) e per quello meno sollecitato (collettore “interno”: Figura-B-3 e Tabella-B-0-6 e Tabella-B-0-7). Si è considerato come collettore periferico quello di prima fila in assenza di qualsiasi schermo frangivento artificiale e come collettore interno quello di sesta fila, preso come rappresentativo di tutte le file di collettori interni. Analizzando detti coefficienti è possibile identificare le seguenti posizioni caratteristiche:

Azione caratteristica	Posizione angolare (°)	
	Collettore “periferico”	Collettore “interno”
Posizione di sicurezza	-120	-120
Posizione di attesa	0	0
Massima azione di torsione	-30	-15
Massima azione di flessione sul tubo di torsione	+60	+30
Massima spinta	+75	-45
Massima portanza (sollevamento)	+120	-45
Massima deportanza (schiacciamento)	+30	+30

Tabella-B-0-1 - Azione del vento : Posizioni caratteristiche

Partendo dai coefficienti di forma riportati è possibile determinare le azioni corrispondenti facendo riferimento alle seguenti relazioni:

Spinta :	$F_x = q(V_r) \cdot C_e(z) \cdot C_{fx}(\alpha) \cdot A$
Portanza :	$F_y = q(V_r) \cdot C_e(z) \cdot C_{fy}(\alpha) \cdot A$
Momento torcente :	$M_z = q(V_r) \cdot C_e(z) \cdot C_{mz}(\alpha) \cdot A \cdot a$
Pressione media :	$P_m = q(V_r) \cdot C_e(z) \cdot C_{pm}(\alpha)$
Distribuzione di pressione :	$P(x) = q(V_r) \cdot C_e(z) \cdot C_p(\alpha, x)$

dove:

$q(V_r) = \frac{V_r^2}{1.6}$	pressione dinamica di riferimento [N/m ²]
$C_e(z) = C_r^2(z) \cdot G^2(z)$	coefficiente di esposizione
$G(z) = \sqrt{1 + \frac{7}{\ln(z/z_0)}}$	fattore di picco
$C_r(z) = k_r \ln(z/z_0)$	coefficiente di rugosità

e con:

z	:	altezza dal suolo [m]
α	:	posizione angolare collettore [°]
x	:	coordinata che si sviluppa secondo l'apertura della parabola
V _r	:	velocità del vento a 10 m di altezza [m/s]
kr, z ₀	:	parametri funzione della categoria di esposizione del sito
A	:	area del collettore [m ²]
a	:	apertura del collettore [m]

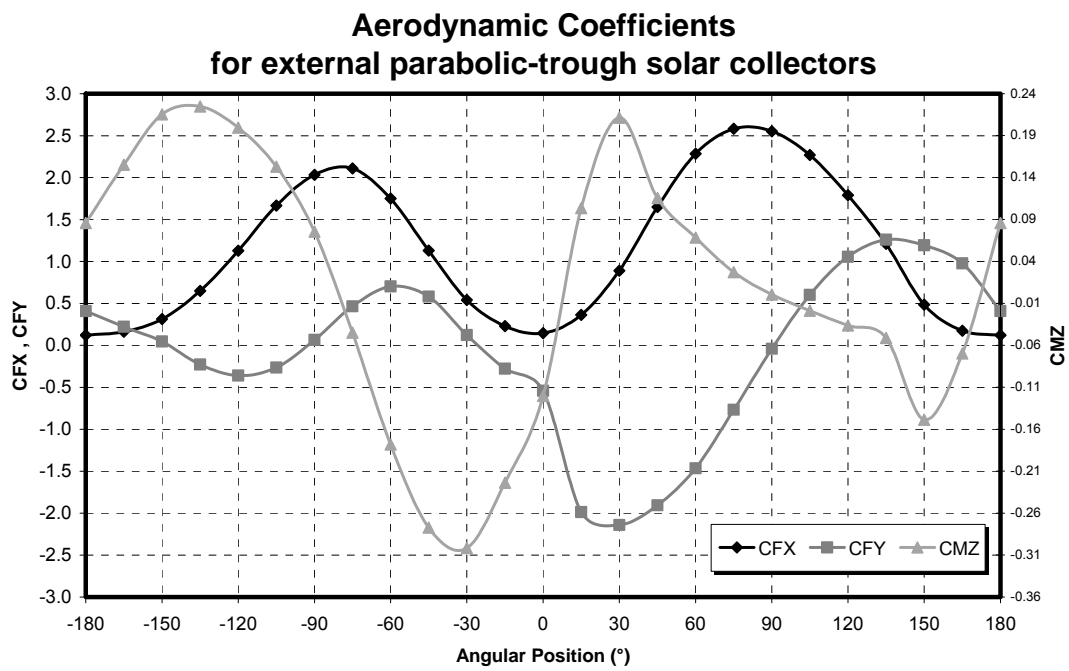


Figura-B-2 - Distribuzione angolare dei coefficienti di forma per le parabole “periferiche”

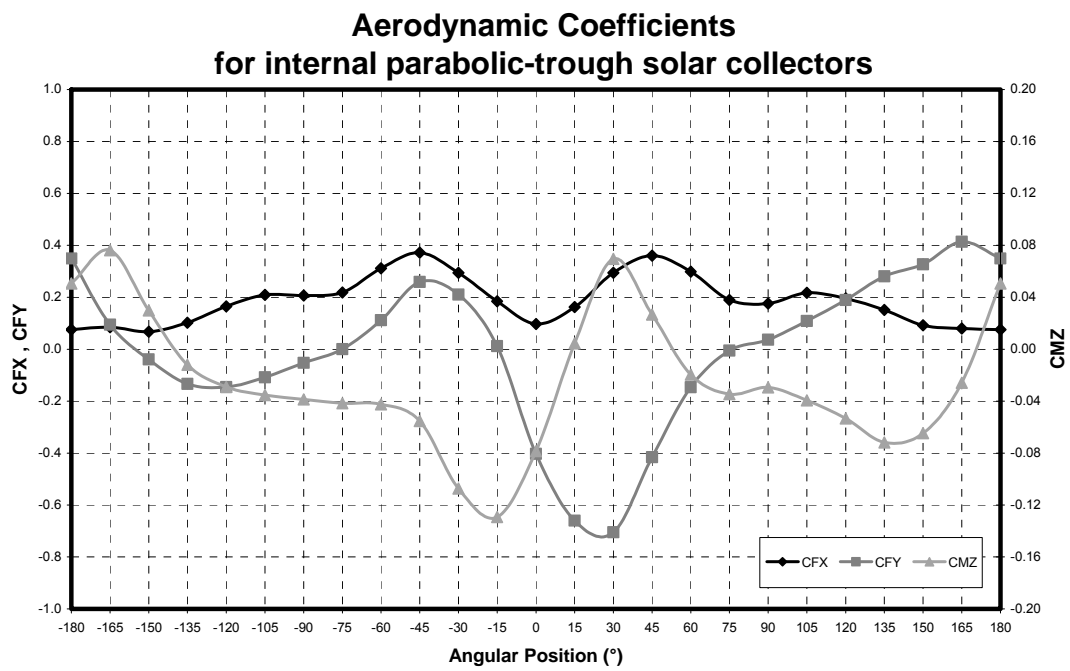


Figura-B-3 - Distribuzione angolare dei coefficienti di forma per le parabole “interne”

COEFFICIENTI DI FORMA PER SPINTA, PORTANZA, MOMENTO TORCENTE E PRESSIONE MEDIA				
Angolo	CFX	CFY	CMZ	CPM
180	0.12	0.41	0.09	0.38
165	0.17	0.98	-0.07	0.98
150	0.49	1.19	-0.15	1.29
135	1.21	1.26	-0.05	1.75
120	1.79	1.06	-0.04	2.07
105	2.27	0.60	-0.02	2.34
90	2.55	-0.04	0.00	2.54
75	2.58	-0.77	0.03	2.68
60	2.28	-1.46	0.07	2.69
45	1.65	-1.91	0.12	2.50
30	0.89	-2.14	0.21	2.30
15	0.36	-1.99	0.10	1.99
0	0.15	-0.54	-0.12	0.50
-15	0.23	-0.28	-0.22	0.17
-30	0.54	0.12	-0.30	-0.39
-45	1.13	0.58	-0.28	-1.19
-60	1.75	0.70	-0.18	-1.83
-75	2.11	0.46	-0.04	-2.12
-90	2.03	0.06	0.08	-2.00
-105	1.67	-0.26	0.15	-1.65
-120	1.13	-0.36	0.20	-1.13
-135	0.65	-0.23	0.22	-0.61
-150	0.31	0.05	0.22	-0.13
-165	0.16	0.22	0.16	0.14

Tabella-B-0-2 - Coefficienti di forma per le parabole “periferiche”

COEFFICIENTI DI FORMA PER SPINTA, PORTANZA, MOMENTO TORCENTE E PRESSIONE MEDIA				
Angolo	CFX	CFY	CMZ	CPM
180	0.08	0.35	0.05	0.33
165	0.08	0.41	-0.03	0.41
150	0.09	0.33	-0.06	0.33
135	0.15	0.28	-0.07	0.31
120	0.20	0.19	-0.05	0.27
105	0.22	0.11	-0.04	0.24
90	0.18	0.04	-0.03	0.18
75	0.19	-0.01	-0.03	0.19
60	0.30	-0.15	-0.02	0.33
45	0.36	-0.42	0.03	0.55
30	0.29	-0.71	0.07	0.76
15	0.16	-0.66	0.00	0.67
0	0.10	-0.40	-0.08	0.38
-15	0.18	0.01	-0.13	-0.07
-30	0.29	0.21	-0.11	-0.33
-45	0.37	0.26	-0.06	-0.44
-60	0.31	0.11	-0.04	-0.32
-75	0.22	0.00	-0.04	-0.21
-90	0.21	-0.05	-0.04	-0.21
-105	0.21	-0.11	-0.04	-0.23
-120	0.17	-0.15	-0.03	-0.21
-135	0.10	-0.13	-0.01	-0.16
-150	0.07	-0.04	0.03	-0.06
-165	0.09	0.09	0.08	0.06

Tabella-B-0-3 - Coefficienti di forma per le parabole “interne”

Tabella-B-0-4 - Coefficiente di forma per la distribuzione di pressione. Parabole Periferiche - Parte I

COEFFICIENTI DI FORMA PER LA DISTRIBUZIONE DI PRESSIONE SULLA PARABOLA IN FUNZIONE DELLA APERTURA (Parabole Periferiche : Parte I – angoli negativi)												
x/a	Posizione angolare											
	-165	-150	-135	-120	-105	-90	-75	-60	-45	-30	-15	0
-0.500	-0.003	0.010	0.014	0.018	-0.020	-0.098	-0.229	-0.500	-0.818	-1.306	-1.222	-0.804
-0.478	0.041	0.183	0.154	0.005	-0.294	-0.685	-1.209	-1.682	-1.934	-1.865	-1.592	-1.405
-0.457	0.098	0.270	0.213	-0.014	-0.424	-0.910	-1.490	-1.940	-2.108	-1.896	-1.533	-1.049
-0.435	0.166	0.350	0.259	-0.046	-0.549	-1.110	-1.725	-2.139	-2.221	-1.906	-1.416	-0.731
-0.413	0.236	0.424	0.291	-0.088	-0.659	-1.276	-1.910	-2.277	-2.274	-1.877	-1.278	-0.493
-0.390	0.306	0.487	0.302	-0.146	-0.776	-1.433	-2.072	-2.384	-2.299	-1.829	-1.142	-0.307
-0.367	0.383	0.551	0.311	-0.199	-0.881	-1.566	-2.203	-2.462	-2.304	-1.764	-1.011	-0.159
-0.343	0.460	0.599	0.296	-0.268	-0.993	-1.693	-2.319	-2.521	-2.295	-1.686	-0.872	-0.015
-0.319	0.543	0.653	0.285	-0.331	-1.093	-1.801	-2.414	-2.561	-2.274	-1.603	-0.739	0.115
-0.295	0.615	0.684	0.249	-0.419	-1.205	-1.912	-2.496	-2.587	-2.238	-1.508	-0.595	0.252
-0.270	0.681	0.703	0.200	-0.515	-1.314	-2.013	-2.563	-2.600	-2.190	-1.406	-0.449	0.385
-0.245	0.752	0.727	0.161	-0.597	-1.409	-2.098	-2.613	-2.602	-2.132	-1.305	-0.314	0.493
-0.220	0.802	0.719	0.092	-0.699	-1.512	-2.182	-2.651	-2.595	-2.061	-1.186	-0.164	0.615
-0.194	0.853	0.707	0.028	-0.792	-1.604	-2.254	-2.674	-2.576	-1.984	-1.063	-0.026	0.712
-0.169	0.888	0.665	-0.050	-0.893	-1.698	-2.319	-2.686	-2.544	-1.897	-0.930	0.113	0.802
-0.142	0.913	0.595	-0.147	-1.006	-1.796	-2.376	-2.688	-2.498	-1.800	-0.765	0.252	0.890
-0.116	0.972	0.536	-0.248	-1.129	-1.894	-2.424	-2.680	-2.441	-1.702	-0.531	0.351	0.939
-0.089	1.039	0.451	-0.425	-1.317	-2.016	-2.462	-2.663	-2.368	-1.583	-0.281	0.453	1.000
-0.062	1.094	0.363	-0.670	-1.555	-2.144	-2.480	-2.633	-2.267	-1.438	-0.201	0.537	1.034
-0.035	1.050	0.291	-0.876	-1.727	-2.211	-2.481	-2.592	-2.204	-1.308	-0.185	0.513	0.981
-0.009	0.378	0.061	-0.617	-1.159	-1.855	-2.153	-2.061	-1.244	-0.627	-0.023	0.282	0.493
0.009	0.209	0.011	-0.315	-0.848	-1.347	-1.900	-1.940	-1.836	-0.790	-0.021	0.475	0.888
0.035	0.497	-0.063	-0.771	-1.475	-2.133	-2.492	-2.636	-2.485	-1.633	-0.038	1.226	1.662
0.062	0.460	-0.137	-0.852	-1.552	-2.136	-2.467	-2.561	-2.289	-1.436	0.028	1.274	1.561
0.089	0.381	-0.236	-0.971	-1.631	-2.174	-2.466	-2.487	-2.072	-1.124	0.187	1.240	1.394
0.116	0.283	-0.349	-1.069	-1.689	-2.191	-2.452	-2.408	-1.906	-0.887	0.310	1.196	1.251
0.142	0.190	-0.450	-1.149	-1.732	-2.199	-2.434	-2.347	-1.801	-0.756	0.323	1.149	1.131
0.169	0.070	-0.559	-1.225	-1.764	-2.202	-2.412	-2.293	-1.711	-0.647	0.448	1.138	1.045
0.194	-0.045	-0.660	-1.289	-1.786	-2.199	-2.390	-2.245	-1.636	-0.563	0.648	1.109	0.959
0.220	-0.154	-0.753	-1.340	-1.799	-2.192	-2.368	-2.200	-1.567	-0.489	0.807	1.058	0.870
0.245	-0.268	-0.840	-1.383	-1.805	-2.182	-2.344	-2.150	-1.488	-0.402	0.808	1.011	0.791
0.270	-0.367	-0.913	-1.414	-1.804	-2.168	-2.320	-2.104	-1.418	-0.341	0.776	0.936	0.715
0.295	-0.471	-0.980	-1.436	-1.798	-2.151	-2.294	-2.049	-1.334	-0.265	0.720	0.871	0.653
0.319	-0.569	-1.038	-1.450	-1.787	-2.130	-2.264	-1.992	-1.247	-0.196	0.632	0.798	0.601
0.343	-0.658	-1.086	-1.455	-1.773	-2.104	-2.228	-1.933	-1.167	-0.150	0.545	0.706	0.559
0.367	-0.747	-1.124	-1.453	-1.754	-2.072	-2.180	-1.860	-1.065	-0.090	0.524	0.621	0.529
0.390	-0.826	-1.149	-1.446	-1.731	-2.033	-2.115	-1.775	-0.960	-0.047	0.521	0.527	0.507
0.413	-0.901	-1.161	-1.432	-1.702	-1.988	-2.016	-1.658	-0.829	-0.001	0.479	0.437	0.490
0.435	-0.970	-1.161	-1.410	-1.664	-1.924	-1.879	-1.508	-0.689	0.024	0.394	0.344	0.471
0.457	-1.016	-1.148	-1.370	-1.605	-1.797	-1.679	-1.308	-0.522	0.042	0.303	0.251	0.440
0.478	-1.033	-1.117	-1.301	-1.503	-1.583	-1.431	-1.022	-0.343	0.051	0.180	0.151	0.395
0.500	-0.816	-0.668	-0.768	-0.879	-0.859	-0.690	-0.338	-0.043	0.011	0.069	0.033	0.060

Tabella-B-0-5 - Coefficiente di forma per la distribuzione di pressione. Parabole Periferiche - Parte II

COEFFICIENTI DI FORMA PER LA DISTRIBUZIONE DI PRESSIONE SULLA PARABOLA IN FUNZIONE DELLA APERTURA (Parabole Periferiche : Parte II – angoli positivi)												
x/a	Posizione angolare											
	15	30	45	60	75	90	105	120	135	150	165	180
-0.500	0.816	3.073	2.633	2.027	1.689	1.352	1.439	1.113	0.549	0.134	0.054	0.043
-0.478	2.287	5.070	3.450	3.014	2.776	2.660	2.335	1.894	1.485	0.773	0.497	0.291
-0.457	2.241	4.340	3.170	3.002	2.778	2.551	2.312	1.940	1.549	0.842	0.575	0.328
-0.435	2.074	3.616	3.033	3.001	2.800	2.530	2.284	1.971	1.597	0.890	0.640	0.357
-0.413	2.008	3.196	2.963	2.990	2.805	2.543	2.295	1.990	1.619	0.920	0.692	0.373
-0.390	2.068	2.994	2.908	2.979	2.805	2.551	2.302	2.000	1.628	0.942	0.732	0.383
-0.367	2.159	2.876	2.864	2.966	2.798	2.556	2.306	2.006	1.635	0.961	0.767	0.392
-0.343	2.271	2.792	2.827	2.950	2.783	2.558	2.307	2.009	1.641	0.978	0.793	0.405
-0.319	2.353	2.710	2.794	2.928	2.767	2.559	2.309	2.011	1.648	0.995	0.816	0.425
-0.295	2.442	2.636	2.764	2.897	2.753	2.559	2.308	2.012	1.652	1.009	0.833	0.453
-0.270	2.517	2.564	2.736	2.860	2.748	2.561	2.308	2.012	1.657	1.022	0.846	0.490
-0.245	2.544	2.485	2.707	2.826	2.756	2.565	2.309	2.014	1.662	1.035	0.860	0.537
-0.220	2.585	2.413	2.673	2.805	2.772	2.572	2.310	2.015	1.668	1.044	0.871	0.593
-0.194	2.583	2.338	2.634	2.804	2.791	2.582	2.314	2.018	1.677	1.052	0.883	0.657
-0.169	2.568	2.268	2.592	2.817	2.812	2.595	2.319	2.021	1.687	1.058	0.893	0.728
-0.142	2.533	2.202	2.562	2.838	2.833	2.610	2.328	2.027	1.697	1.063	0.902	0.806
-0.116	2.422	2.138	2.552	2.859	2.850	2.628	2.342	2.037	1.713	1.075	0.924	0.915
-0.089	2.292	2.084	2.565	2.878	2.864	2.647	2.361	2.056	1.727	1.102	0.987	1.049
-0.062	2.111	2.023	2.569	2.875	2.870	2.657	2.372	2.070	1.731	1.145	1.109	1.183
-0.035	1.856	2.017	2.626	2.928	2.953	2.682	2.404	2.111	1.739	1.203	1.201	1.230
-0.009	1.264	1.214	1.745	2.072	2.149	2.391	1.778	1.554	1.756	0.962	0.597	0.687
0.009	1.708	1.976	2.187	2.313	2.184	2.332	1.860	1.781	1.767	0.686	0.370	0.417
0.035	2.655	2.398	2.607	2.762	2.729	2.607	2.437	2.212	1.772	1.061	0.820	0.738
0.062	2.523	2.237	2.569	2.752	2.717	2.592	2.442	2.184	1.775	1.066	0.946	0.792
0.089	2.283	2.148	2.540	2.752	2.722	2.596	2.462	2.193	1.780	1.096	1.071	0.790
0.116	2.082	2.107	2.511	2.735	2.714	2.590	2.466	2.196	1.784	1.123	1.171	0.757
0.142	1.975	2.089	2.494	2.722	2.709	2.589	2.468	2.197	1.787	1.156	1.262	0.722
0.169	1.930	2.080	2.482	2.710	2.708	2.591	2.463	2.193	1.792	1.191	1.309	0.647
0.194	1.898	2.067	2.467	2.699	2.708	2.596	2.457	2.187	1.798	1.232	1.340	0.565
0.220	1.867	2.051	2.448	2.687	2.709	2.604	2.450	2.180	1.804	1.279	1.357	0.478
0.245	1.837	2.032	2.428	2.676	2.712	2.613	2.445	2.174	1.812	1.328	1.347	0.374
0.270	1.802	2.005	2.401	2.662	2.715	2.622	2.443	2.170	1.821	1.386	1.344	0.283
0.295	1.769	1.978	2.375	2.649	2.718	2.632	2.444	2.169	1.833	1.446	1.312	0.174
0.319	1.729	1.943	2.344	2.633	2.719	2.640	2.447	2.176	1.848	1.510	1.270	0.061
0.343	1.679	1.897	2.305	2.612	2.716	2.646	2.455	2.192	1.867	1.581	1.234	-0.044
0.367	1.622	1.844	2.260	2.588	2.710	2.650	2.466	2.217	1.892	1.655	1.181	-0.157
0.390	1.547	1.775	2.201	2.550	2.694	2.647	2.478	2.245	1.920	1.754	1.143	-0.266
0.413	1.455	1.695	2.128	2.501	2.667	2.637	2.490	2.272	1.959	1.933	1.124	-0.391
0.435	1.333	1.590	2.023	2.422	2.618	2.613	2.499	2.301	2.024	2.316	1.168	-0.540
0.457	1.172	1.442	1.865	2.292	2.519	2.550	2.483	2.319	2.114	2.960	1.224	-0.719
0.478	0.981	1.254	1.664	2.111	2.416	2.500	2.492	2.384	2.312	3.512	1.131	-0.940
0.500	0.100	0.155	0.232	0.447	0.580	0.608	0.876	1.212	1.446	2.204	0.483	-0.667

Tabella-B-0-6 - Coefficiente di forma per la distribuzione di pressione. Parabole Interne - Parte I

COEFFICIENTI DI FORMA PER LA DISTRIBUZIONE DI PRESSIONE SULLA PARABOLA IN FUNZIONE DELLA APERTURA (Parabole Interne : Parte I – angoli negativi)												
x/a	Posizione angolare											
	-165	-150	-135	-120	-105	-90	-75	-60	-45	-30	-15	0
-0.500	0.00	0.00	0.01	-0.01	-0.07	-0.21	-0.27	-0.35	-0.42	-0.50	-0.59	-0.42
-0.478	0.07	0.07	-0.01	-0.15	-0.31	-0.42	-0.55	-0.64	-0.69	-0.77	-0.81	-0.57
-0.457	0.11	0.09	-0.03	-0.19	-0.35	-0.46	-0.54	-0.59	-0.66	-0.73	-0.78	-0.41
-0.435	0.15	0.11	-0.05	-0.22	-0.38	-0.47	-0.52	-0.56	-0.63	-0.71	-0.76	-0.30
-0.413	0.19	0.13	-0.07	-0.26	-0.40	-0.47	-0.49	-0.53	-0.60	-0.69	-0.73	-0.22
-0.390	0.22	0.13	-0.10	-0.29	-0.42	-0.46	-0.46	-0.50	-0.58	-0.67	-0.70	-0.15
-0.367	0.26	0.14	-0.12	-0.32	-0.43	-0.44	-0.43	-0.48	-0.57	-0.66	-0.68	-0.09
-0.343	0.30	0.14	-0.15	-0.35	-0.44	-0.42	-0.40	-0.45	-0.56	-0.66	-0.65	-0.02
-0.319	0.33	0.14	-0.17	-0.37	-0.44	-0.40	-0.37	-0.43	-0.55	-0.65	-0.61	0.05
-0.295	0.36	0.13	-0.21	-0.39	-0.43	-0.38	-0.34	-0.41	-0.54	-0.65	-0.57	0.13
-0.270	0.38	0.11	-0.24	-0.40	-0.42	-0.35	-0.31	-0.40	-0.54	-0.65	-0.53	0.20
-0.245	0.41	0.09	-0.26	-0.41	-0.40	-0.32	-0.28	-0.39	-0.54	-0.64	-0.48	0.27
-0.220	0.42	0.07	-0.29	-0.41	-0.38	-0.29	-0.26	-0.38	-0.54	-0.64	-0.42	0.34
-0.194	0.43	0.04	-0.31	-0.41	-0.36	-0.26	-0.23	-0.37	-0.55	-0.63	-0.36	0.41
-0.169	0.43	0.00	-0.33	-0.40	-0.33	-0.23	-0.21	-0.36	-0.55	-0.62	-0.29	0.48
-0.142	0.42	-0.04	-0.35	-0.38	-0.30	-0.20	-0.19	-0.35	-0.56	-0.60	-0.21	0.54
-0.116	0.42	-0.08	-0.36	-0.36	-0.27	-0.18	-0.17	-0.35	-0.56	-0.58	-0.14	0.58
-0.089	0.40	-0.14	-0.36	-0.33	-0.24	-0.15	-0.16	-0.35	-0.59	-0.56	-0.06	0.63
-0.062	0.38	-0.19	-0.36	-0.30	-0.21	-0.13	-0.14	-0.37	-0.62	-0.53	0.01	0.65
-0.035	0.35	-0.22	-0.34	-0.27	-0.18	-0.11	-0.15	-0.39	-0.66	-0.51	0.07	0.63
-0.009	0.11	-0.15	-0.24	-0.11	-0.07	-0.03	-0.06	-0.19	-0.40	-0.23	0.00	0.40
0.009	0.04	-0.15	-0.25	-0.16	-0.11	-0.08	-0.11	-0.24	-0.41	-0.33	0.05	0.55
0.035	0.12	-0.23	-0.30	-0.27	-0.20	-0.16	-0.17	-0.34	-0.59	-0.49	0.26	1.09
0.062	0.09	-0.24	-0.28	-0.22	-0.17	-0.13	-0.15	-0.33	-0.58	-0.40	0.34	1.11
0.089	0.03	-0.26	-0.24	-0.17	-0.13	-0.10	-0.13	-0.32	-0.55	-0.29	0.40	1.01
0.116	-0.02	-0.26	-0.20	-0.13	-0.11	-0.09	-0.12	-0.31	-0.52	-0.20	0.43	0.91
0.142	-0.07	-0.25	-0.17	-0.11	-0.11	-0.10	-0.12	-0.30	-0.49	-0.14	0.43	0.83
0.169	-0.12	-0.24	-0.14	-0.10	-0.10	-0.10	-0.12	-0.29	-0.46	-0.08	0.44	0.78
0.194	-0.17	-0.23	-0.11	-0.09	-0.10	-0.10	-0.12	-0.28	-0.43	-0.04	0.45	0.73
0.220	-0.20	-0.21	-0.09	-0.08	-0.11	-0.11	-0.12	-0.27	-0.40	0.00	0.44	0.69
0.245	-0.24	-0.19	-0.07	-0.08	-0.11	-0.12	-0.12	-0.26	-0.36	0.04	0.43	0.64
0.270	-0.26	-0.17	-0.06	-0.08	-0.12	-0.12	-0.12	-0.25	-0.32	0.07	0.40	0.59
0.295	-0.28	-0.14	-0.05	-0.08	-0.12	-0.12	-0.12	-0.24	-0.28	0.10	0.38	0.55
0.319	-0.30	-0.12	-0.04	-0.08	-0.13	-0.13	-0.12	-0.22	-0.24	0.12	0.35	0.51
0.343	-0.31	-0.11	-0.04	-0.09	-0.13	-0.13	-0.12	-0.21	-0.21	0.13	0.31	0.47
0.367	-0.31	-0.09	-0.03	-0.10	-0.14	-0.13	-0.12	-0.19	-0.17	0.14	0.28	0.43
0.390	-0.31	-0.08	-0.04	-0.10	-0.14	-0.13	-0.12	-0.17	-0.14	0.13	0.24	0.40
0.413	-0.31	-0.07	-0.04	-0.11	-0.14	-0.13	-0.12	-0.15	-0.11	0.13	0.20	0.38
0.435	-0.31	-0.06	-0.04	-0.11	-0.14	-0.13	-0.11	-0.13	-0.08	0.12	0.16	0.35
0.457	-0.30	-0.05	-0.05	-0.11	-0.14	-0.12	-0.10	-0.10	-0.05	0.10	0.12	0.31
0.478	-0.29	-0.04	-0.05	-0.11	-0.14	-0.11	-0.08	-0.07	-0.03	0.08	0.08	0.28
0.500	-0.19	-0.02	-0.02	-0.06	-0.07	-0.05	-0.03	-0.02	0.00	0.01	0.01	0.04

Tabella-B-0-7 - Coefficiente di forma per la distribuzione di pressione. Parabole Interne - Parte II

COEFFICIENTI DI FORMA PER LA DISTRIBUZIONE DI PRESSIONE SULLA PARABOLA IN FUNZIONE DELLA APERTURA (Parabole Interne : Parte II – angoli positivi)												
x/a	Posizione angolare											
	15	30	45	60	75	90	105	120	135	150	165	180
-0.500	0.21	1.02	0.77	0.22	0.01	0.01	0.08	0.08	0.03	0.02	0.03	0.02
-0.478	0.48	1.66	1.21	0.37	0.08	0.03	0.16	0.15	0.12	0.11	0.17	0.17
-0.457	0.48	1.38	1.04	0.34	0.08	0.03	0.16	0.16	0.13	0.11	0.19	0.20
-0.435	0.47	1.16	0.85	0.32	0.09	0.04	0.16	0.16	0.14	0.12	0.21	0.23
-0.413	0.50	1.05	0.74	0.30	0.09	0.04	0.16	0.16	0.14	0.12	0.22	0.26
-0.390	0.55	1.01	0.69	0.30	0.10	0.04	0.17	0.16	0.14	0.13	0.24	0.29
-0.367	0.60	1.00	0.65	0.29	0.10	0.04	0.17	0.16	0.14	0.13	0.25	0.32
-0.343	0.66	0.99	0.62	0.29	0.10	0.04	0.17	0.16	0.14	0.14	0.26	0.35
-0.319	0.71	0.98	0.59	0.28	0.11	0.04	0.17	0.15	0.14	0.15	0.27	0.39
-0.295	0.76	0.97	0.57	0.28	0.11	0.04	0.16	0.15	0.14	0.15	0.29	0.43
-0.270	0.80	0.95	0.55	0.28	0.11	0.04	0.16	0.15	0.15	0.16	0.30	0.47
-0.245	0.83	0.93	0.53	0.28	0.11	0.04	0.16	0.15	0.15	0.17	0.32	0.52
-0.220	0.86	0.90	0.51	0.28	0.12	0.04	0.16	0.16	0.16	0.17	0.34	0.56
-0.194	0.88	0.86	0.50	0.28	0.12	0.05	0.16	0.16	0.16	0.18	0.37	0.60
-0.169	0.89	0.82	0.48	0.28	0.12	0.05	0.16	0.16	0.16	0.19	0.40	0.64
-0.142	0.89	0.78	0.47	0.28	0.12	0.05	0.16	0.16	0.17	0.20	0.44	0.68
-0.116	0.86	0.73	0.47	0.29	0.13	0.06	0.16	0.17	0.17	0.21	0.49	0.73
-0.089	0.83	0.68	0.46	0.30	0.14	0.06	0.17	0.17	0.18	0.24	0.57	0.80
-0.062	0.77	0.63	0.46	0.31	0.16	0.08	0.19	0.19	0.20	0.28	0.67	0.90
-0.035	0.68	0.58	0.48	0.34	0.17	0.09	0.20	0.20	0.22	0.32	0.73	0.98
-0.009	0.32	0.30	0.27	0.18	0.07	0.03	0.09	0.12	0.12	0.17	0.34	0.55
0.009	0.51	0.43	0.34	0.16	0.06	0.03	0.09	0.10	0.10	0.13	0.23	0.29
0.035	1.03	0.72	0.48	0.29	0.17	0.09	0.20	0.20	0.19	0.25	0.48	0.51
0.062	1.00	0.68	0.48	0.29	0.18	0.09	0.20	0.19	0.20	0.30	0.53	0.54
0.089	0.88	0.65	0.48	0.30	0.18	0.09	0.19	0.19	0.22	0.34	0.57	0.53
0.116	0.79	0.63	0.48	0.30	0.18	0.09	0.19	0.19	0.24	0.38	0.59	0.50
0.142	0.74	0.63	0.47	0.30	0.18	0.09	0.20	0.20	0.27	0.42	0.61	0.46
0.169	0.71	0.63	0.47	0.30	0.19	0.10	0.20	0.21	0.30	0.44	0.61	0.41
0.194	0.69	0.62	0.47	0.31	0.20	0.10	0.21	0.23	0.32	0.47	0.60	0.36
0.220	0.67	0.62	0.47	0.32	0.20	0.10	0.22	0.24	0.35	0.49	0.59	0.30
0.245	0.66	0.62	0.48	0.33	0.21	0.11	0.22	0.26	0.38	0.50	0.56	0.24
0.270	0.65	0.62	0.48	0.34	0.22	0.11	0.24	0.28	0.41	0.52	0.54	0.19
0.295	0.64	0.61	0.49	0.35	0.23	0.12	0.25	0.30	0.44	0.53	0.51	0.14
0.319	0.63	0.61	0.50	0.37	0.24	0.13	0.27	0.33	0.47	0.53	0.48	0.08
0.343	0.62	0.60	0.51	0.39	0.26	0.14	0.29	0.37	0.51	0.54	0.45	0.03
0.367	0.61	0.60	0.53	0.42	0.28	0.16	0.32	0.41	0.54	0.54	0.41	-0.02
0.390	0.59	0.60	0.55	0.45	0.31	0.19	0.36	0.46	0.58	0.55	0.39	-0.06
0.413	0.57	0.60	0.58	0.48	0.35	0.22	0.41	0.53	0.64	0.57	0.36	-0.11
0.435	0.54	0.61	0.61	0.53	0.41	0.28	0.51	0.66	0.77	0.63	0.36	-0.16
0.457	0.51	0.62	0.65	0.59	0.50	0.38	0.71	0.90	1.00	0.75	0.36	-0.23
0.478	0.49	0.64	0.70	0.67	0.64	0.54	1.01	1.20	1.24	0.86	0.35	-0.33
0.500	0.08	0.18	0.27	0.34	0.47	0.45	0.80	0.87	0.82	0.53	0.17	-0.23