

ITCOLD
Comitato Nazionale Italiano delle Grandi Dighe

Condotte forzate



2019

Gruppo di Lavoro:

Coordinatore:

Sergio Ballatore

Membri:

- Artaz Lorenzo (CVA)
- Brizzo Nicola (IREN)
- Burger Armin (IDROSERVICE)
- Cattani Lorenzo (HDE)
- Chemello Paolo (ENEL)
- Donnarumma Diego (A2A)
- Donghi Giuseppe (EDISON)
- Fantoma Giacomo (SE HYDROPOWER)
- Ferrante Carlo (DIR. GEN. DIGHE)
- Frigerio Antonella (RSE)
- Fumagalli Alberto (EDISON)
- Gelanzè Marco (DIR. GEN. DIGHE)
- Kager Armin (HYDRO SAFETY)
- Magrini Diego (DIR. GEN. DIGHE)
- Marcello Carlo (STUDIO MARCELLO)
- Mazzà Guido (RSE)
- Masera Alberto (CESI)
- Mura Mirco (GEOTECNA)
- Pianigiani Francesca (DIR. GEN. DIGHE)
- Pieralice Francesca (DIR. GEN. DIGHE)
- Pinter Alberto (HDE)
- Salza Andrea (DIR. GEN. DIGHE)
- Scienza Mauro (HYDROS)
- Telaro Cristina (GIE)
- Valgoi Paolo (A2A)
- Veronese Emiliano (VAG-GROUP)
- Zinetti Fausto (ENEL)

Si ringraziano tutti i partecipanti al GdL per il contributo dato nella realizzazione delle attività tecniche e, in particolare, Antonella Frigerio che, oltre al contributo tecnico, ha fornito un valido supporto per la stesura del documento stesso. (Il Coordinatore Sergio Ballatore)

NOTA

Le informazioni, analisi e conclusioni contenute nella presente memoria sono rivolte a tecnici capaci di comprenderne valore, portata e limiti. Malgrado l'attenzione impiegata nella redazione di questo testo, non è ovviamente possibile garantirne la completezza e l'eshaustività.

Si declina pertanto qualsiasi responsabilità derivante dall'interpretazione o dalla possibile applicazione del contenuto del presente documento.

INDICE

1	PREMESSA	5
2	TIPOLOGIE COSTRUTTIVE.....	6
2.1	Materiali di costruzione e tecniche costruttive	6
2.1.1	Condotte di acciaio	6
2.1.2	Condotte in c.a.....	29
2.1.3	Condotte in ghisa.....	32
2.1.4	Condotte in materiale plastico	37
2.1.5	Condotte in legno	42
2.2	Tipologia di posa in opera	44
2.2.1	Condotte interrate	44
2.2.2	Condotte aeree	48
2.2.3	Condotte inghisate in roccia	50
3	ELEMENTI COSTITUTIVI DI UNA CONDOTTA FORZATA	53
3.1	Organi di intercettazione	53
3.1.1	Valvole a farfalla	54
3.1.2	Valvole rotative	55
3.1.3	Valvole di regolazione a fuso	56
3.1.4	Valvole o paratoie piane	57
3.2	Tubo aeroforo o valvola di rientro d'aria	57
3.3	Pezzi speciali	58
3.3.1	Biforcazioni, triforcazioni	59
3.3.2	Distributore.....	65
3.3.3	Curve	65
3.3.4	Coni	67
3.3.5	Imbocchi.....	67
3.3.6	Passi d'uomo	69
3.3.7	Giunti di dilatazione	70
3.3.8	Giunti di smontaggio	70
3.4	Opere civili	71
3.4.1	Blocchi.....	71
3.4.2	Selle	75
3.5	Dispositivi di sicurezza	78
3.5.1	Dispositivi di sovravelocità di tipo meccanico (palmola)	78
3.5.2	Misuratori a ultrasuoni	79
4	METODOLOGIE DI CONTROLLO	81
4.1	Anamnesi storica	81
4.2	Esame visivo – VT (<i>Visual Test</i>).....	81
4.3	Controlli dimensionali – DT (<i>Dimensional Test</i>).....	82
4.4	Esami con liquidi penetranti – PT (<i>Penetrant Test</i>) per difetti affioranti.....	82
4.5	Controlli magnetoscopici – MT (<i>Magnetoscopic Test</i>) per difetti affioranti	83
4.6	Esami a ultrasuoni – UT (<i>Ultrasonic Test</i>).....	84
4.7	Esame radiografico – RT (<i>Radiographic Test</i>).....	85
4.8	Prove meccaniche su campioni di materiale prelevati in sito – LT (<i>Lab Test</i>)	85
4.9	Altre prove non distruttive in sito – SNdT (<i>Site Non Destructive Test</i>).....	87
4.10	Altre prove.....	92
4.11	Indagini sulle opere civili	93
4.12	Indagini geologiche	94

4.13	Metodologie di monitoraggio in esercizio.....	94
4.13.1	Controlli e ispezioni	94
4.13.2	Sistemi di monitoraggio	96
4.13.3	Altri sistemi di rilevamento strutturale.....	98
4.13.4	Sistemi di rilevamento “idraulico”.....	98
5	CRITERI E METODOLOGIE PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA.....	99
5.1	Valutazione della sicurezza.....	99
5.2	Analisi strutturali.....	101
5.2.1	Riferimenti normativi: verifica agli stati limite.....	101
5.2.2	Schemi di calcolo e modelli	102
5.2.3	Osservazioni su aspetti particolari relativi alla modellazione numerica nelle analisi strutturali.....	103
5.3	Analisi di rischio	106
5.3.1	La valutazione del rischio.....	106
5.3.2	L’approccio multidisciplinare dell’analisi di rischio.....	107
5.3.3	Analisi del rischio.....	108
5.3.4	Ponderazione del rischio (Risk evaluation).....	109
5.3.5	Prevenzione e protezione dal rischio (Risk prevention and protection).....	110
6	RICOGNIZIONE SULLE PRINCIPALI PROBLEMATICHE A CUI SONO SOGGETTE LE CONDOTTE FORZATE E INTERVENTI DI RISANAMENTO ADOTTATI	111
6.1	Corrosione	111
6.1.1	Corrosione generalizzata	112
6.1.2	Pitting corrosion	114
6.1.3	Corrosione interstiziale e sotto deposito (crevice corrosion)	116
6.2	Metodi di protezione dalla corrosione.....	116
6.2.1	Condotte esterne: verniciature.....	116
6.2.2	Protezione delle tubazioni interrate	117
6.2.3	Protezione passiva	119
6.2.4	Protezione attiva o protezione catodica	119
6.3	Rottura per pressione interna (colpo d’ariete).....	120
6.3.1	Rottura per pressione interna dovuta a un aumento improvviso della pressione.....	124
6.4	Effetti generati dal sisma sulle condotte.....	133
6.4.1	Condotte aeree.....	133
6.4.2	Condotte interrate	136
6.5	Effetti generati dai movimenti di versante	139
6.6	Case histories.....	140
6.6.1	La condotta forzata di Perrères.....	140
7	BIBLIOGRAFIA.....	144
	ALLEGATO 1	146
	ALLEGATO 2	149

1 PREMESSA

Il presente rapporto illustra l'attività svolta dal Gruppo di Lavoro (GdL) ITCOLD "Condotte forzate" con riferimento ai *Terms of Reference* assegnati da ITCOLD al GdL e di seguito riportati:

Le condotte forzate degli impianti idroelettrici sono le opere che realizzano il raccordo idraulico tra una vasca di monte (invaso, pozzo piezometrico, ecc.) e il macchinario idraulico della centrale idroelettrica.

Le condotte forzate sono tubazioni in pressione, di sezione circolare il cui diametro è dimensionato in base alla portata convogliata in modo che venga rispettata all'interno della condotta una velocità limite, il cui valore è funzione del materiale di cui è composta.

TERMS OF REFERENCE

1. Ricognizione (in ambito nazionale e internazionale) sulle tecniche costruttive succedutesi nel corso di oltre un secolo.
2. Approfondimenti delle peculiarità di ciascuna tipologia costruttiva
3. Metodologie di controllo e di indagini applicabili a ciascuna tipologia
4. Controllo e analisi delle opere civili (selle, blocchi d'ancoraggio)
5. Analisi del contesto geologico
6. Ricognizione sulle problematiche emerse e sugli interventi di risanamento adottati (in ambito nazionale e internazionale)
7. Metodologie di monitoraggio in esercizio, soglie di accettabilità
8. Criteri e metodologie per la valutazione della sicurezza

2 TIPOLOGIE COSTRUTTIVE

Le condotte forzate degli impianti idroelettrici sono le opere che realizzano il raccordo altimetrico tra una vasca di monte (invaso, pozzo piezometrico ecc.) e il macchinario idraulico della centrale idroelettrica.

Le condotte forzate sono tubazioni in pressione, di sezione circolare il cui diametro è dimensionato in base alla portata da convogliare in centrale, mantenendo entro un determinato limite la velocità dell'acqua all'interno della condotta per contenere le perdite di carico del sistema.

Le condotte forzate possono essere costruite con diversi materiali:

- acciaio;
- cemento armato e cemento armato precompresso;
- ghisa;
- materiale plastico;
- legno.

In relazione al tipo di posa in opera, le condotte forzate possono essere classificate come:

- condotte aeree posate all'aperto o in galleria;
- condotte posate in galleria, inghisate in roccia;
- condotte interrate.

Facendo riferimento ai vincoli di ancoraggio, le condotte aeree in acciaio si suddividono in:

- tubazioni appoggiate su selle, vincolate alle due estremità di monte e di valle, prive di giunti di dilatazione. Il raccordo tra i vari tratti rettilinei può essere altimetrico o piani-altimetrico;
- tubazioni appoggiate su selle, vincolate ai vertici di ogni livelletta con blocchi di ancoraggio, dotate di giunti di dilatazione. Le livellette sono rettilinee e i cambi di orientamento dell'asse dei vari tratti di condotta avvengono in corrispondenza dei blocchi di ancoraggio.

Per quanto concerne le tubazioni prive di giunti di dilatazione, la variazione termica di 1°C genera una sollecitazione longitudinale pari a circa 25 kg/cm², indipendentemente dalla lunghezza del tratto compreso tra i due vincoli. Per questo tipo di condotte, durante i fuori servizio dell'impianto è necessario contenere le variazioni di temperatura entro i limiti di progetto facendo p.es. scorrere dell'acqua all'interno della tubazione o mantenendo, compatibilmente con le attività da svolgere, la condotta piena d'acqua. In ogni caso, le condotte senza giunti di dilatazione hanno un sistema di vincolo che consente gli spostamenti sugli appoggi evitando la generazione di sovrasollecitazioni (si pensi p.es. agli appoggi a pieducci su piastre piane).

Nelle condotte dotate di giunti di dilatazione, le variazioni termiche non generano sollecitazioni, se non quelle di attrito sugli appoggi.

Le condotte forzate comprendono anche i seguenti componenti:

- biforcazioni, triforcazioni ecc.;
- distributori;
- aerofori o valvole di rientro aria;
- organi di sicurezza, di intercettazione, di derivazione, di dissipazione;
- ancoraggi, supporti, passi d'uomo, giunti di dilatazione, prese di pressione.

2.1 Materiali di costruzione e tecniche costruttive

2.1.1 Condotte di acciaio

Le condotte forzate in acciaio sono montate in sito unendo tra loro tubi realizzati in officina a partire da lamiere in acciaio che sono calandrate o spiralmate per ottenere le singole virole che compongono il tubo stesso.

Una prima classificazione può essere basata sul tipo di giunzione utilizzata per realizzare il singolo elemento strutturale e per collegare in opera i singoli tubi:

- tubi chiodati;
- tubi saldati;
- tubi senza saldatura, prodotti con un processo denominato Mannesmann per diametri piccoli.

Nella Tabella 1 si riassumono i tipi di giunzione che si utilizzano per realizzare i tubi chiodati e saldati.

Tabella 1 – Tipi di giunzione per le condotte in acciaio

Tipologia costruttiva	Giunzione longitudinale	Giunzione circolare
Tubi chiodati	<ul style="list-style-type: none"> • Chiodatura semplice o multipla • Saldatura per bollitura 	<ul style="list-style-type: none"> • Chiodatura semplice o multipla
Tubi saldati	<ul style="list-style-type: none"> • Saldatura elettrica ad arco sommerso • Tubi blindati con saldatura elettrica o per bollitura 	<ul style="list-style-type: none"> • Saldatura elettrica manuale • Giunzione flangiata • Giunzione a bicchiere

Come si evince dalla tabella i tubi chiodati possono presentare saldature, oltre che collegamenti chiodati, mentre le condotte saldate possono essere rinforzate mediante blindatura.

2.1.1.1 Evoluzione tecnologica in Italia e in Europa

Le prime condotte forzate di acciaio di cui si ha notizia furono realizzate intorno alla seconda metà del 1800 in Francia e Svizzera e furono utilizzate per dare forza motrice a stabilimenti industriali.

In Tabella 2 si riportano alcune informazioni relative alle prime condotte progettate in Francia. Nello spazio temporale di 50 anni le conoscenze e la tecnologia si svilupparono in modo tale da consentire di passare da condotte di 300 mm di diametro con un salto di 80 m (condotta forzata costruita dalla ditta Joya nel 1863 per l'impianto Vicat Uriage Isère) a condotte di 850 mm di diametro con un salto superiore a 1000 m (condotta forzata costruita dalla società Bouchayer Viallet nel 1919).

Tabella 2 – Le prime condotte in acciaio progettate in Francia

Anno	Costruttore	Committente	Diametro [mm]	Lunghezza [m]	Salto idraulico [m]	Potenza [CV]
1860		Filatura Schilbsbach	150			
1863	Joya	Vicat-Uriage	300	360	80	110
1869	Guillet e Faure	Bergès	300	1600	200	
1869	Joya	Cancelleria Rioupéroux	1800	160	20	3556
1872	Joya	Vicat-Fourvoirie	1000	100	80	1256
1879	Bouchayer Viallet (EBV)	Fontaine-Ardente	320	50	180	
1880	Joya	Matusière-Domène	800	800	200	2008
1882	EBV	Bergès	550	1000	500	
1891	EBV	Bergès-St	350		1426	500

Anno	Costruttore	Committente	Diametro [mm]	Lunghezza [m]	Salto idraulico [m]	Potenza [CV]
		Mury				
1893	EBV	Bergès-Lancey	550	4000	500	
1896	Joya	F.M. L'ARVE	1400	500	140	10000
1896	EBV	Villelongue Pirenei		540	996	535
1913	A. Boucher	Lac Fully- Svizzera	600	4625	1625	12000
1914	Adolfo-Covi	Adamello	800	1198	1757	
1913-19	EBV-SDEM	Eget	560	7x1220	750	35400
1915-19	EBV-SDEM	Sept-Laux	850/520	3800	1050	47200

In Italia i primi costruttori di condotte forzate furono la ditta ATB e la Falck, fondate entrambe a inizio '900. L'ATB, sin dalla fondazione avvenuta nel 1903, si impose come costruttore primario di prodotti di caldareria e la realizzazione di condotte rappresentò una delle principali attività che fecero crescere l'azienda che in breve si affermò anche nei paesi limitrofi (Francia e Svizzera). La Falck, fondata nel 1906, costruì impianti idroelettrici per alimentare le proprie acciaierie.

Negli anni successivi si aggiunsero diversi altri costruttori, tra i quali si cita TERNI.

2.1.1.2 Evoluzione delle tecniche costruttive delle condotte forzate di acciaio

Lo sviluppo delle tecniche costruttive delle condotte di acciaio fu rapido per contenere i costi di fabbricazione e per rispondere alle numerose richieste di realizzazione di nuovi impianti.

Dopo il 1900 l'evoluzione delle tecniche di produzione e di lavorazione dell'acciaio consentirono di ottenere materiali con caratteristiche meccaniche migliori.

2.1.1.2.1 Tubi chiodati

I primi tubi per le condotte forzate erano di tipo chiodato (Figura 1) e furono realizzati fino agli anni 20. La tubazione era ricavata da lamiera calandrata che veniva giuntata longitudinalmente tramite l'impiego di chiodi o rivetti di cucitura su una, due, tre o quattro file; i rivetti non richiedevano la ribaditura a caldo.



Figura 1 - Condotte chiodate

Durante il loro esercizio le condotte chiodate hanno evidenziato la capacità di assorbire e assecondare i movimenti dei pendii sfruttando i piccoli giochi che si creano nelle giunzioni. I punti deboli sono i piccoli trafilamenti e i trasudamenti dai chiodi (Figura 2, sinistra) o, più raramente, nella zona di sormonto delle lamiere giuntate; tuttavia, questi fenomeni non compromettono la statica della struttura ma favoriscono l'ossidazione del metallo circostante.

La maggior parte delle condotte chiodate non risulta verniciata internamente; nel corso degli anni si è verificato che questa corrosione distribuita rimane confinata all'interno dei sovrassessori di progetto.

In presenza di acqua con trasporto solido sono riscontrabili appiattimenti delle teste dei chiodi causati da erosione; questo fenomeno non deve tuttavia essere confuso con una tecnica costruttiva in opera che consisteva nell'appiattare le teste dei chiodi nell'intradosso inferiore per permettere il passaggio delle attrezzature di montaggio senza ostacoli durante la costruzione della condotta.

Nelle condotte chiodate in direzione circonferenziale con alternanza di accoppiamento (Figura 2, sinistra), nella superficie interna del tubo di diametro maggiore, per motivi geometrici, si generano dei vortici che scorrono sulla superficie a una distanza di 2-3 cm dal bordo lamiera generando un'azione meccanica che tende a rimuovere l'ossidazione superficiale; quest'effetto a lungo andare può generare una linea di erosione parallela al bordo della lamiera con una riduzione localizzata dello spessore. In passato, tale fenomeno ha causato la rottura di più di una condotta (Figura 2, destra). Per prevenire dette rotture si rende necessaria la verifica spessimetrica tenendo presente però che le lamiere delle condotte chiodate, a causa delle modalità costruttive, possono presentare una serie di impurità che rendono difficoltoso misurare lo spessore con un segnale ultrasonoro; in molti casi per rilevare lo spessore si deve ricorrere a sonde a bassa frequenza e impiegare strumentazione adeguata. Per ulteriori informazioni si rimanda al capitolo 3.



Figura 2 - Trasudamenti in prossimità di una giunzione chiodata (sinistra) ed esempio di condotta collassata per corrosione in prossimità di una giunzione chiodata (destra)

2.1.1.2.2 Tubi saldati

Intorno al 1910 risale la realizzazione delle prime virole con saldature longitudinali per bollitura, previo riscaldamento con fiamma al gas d'acqua (Figura 3) o altro mezzo.

Nei tubi saldati per bollitura, le lamiere piegate erano pressate nelle sovrapposizioni, precedentemente scaldate con la fiamma a gas di acqua a circa 1100°C (Figura 4). I tubi così ottenuti erano successivamente ricotti. Questa era la metodologia richiesta dalle Norme AEI del 1922 per le condotte forzate saldate.



Figura 3 - Sezione di una saldatura al gas d'acqua

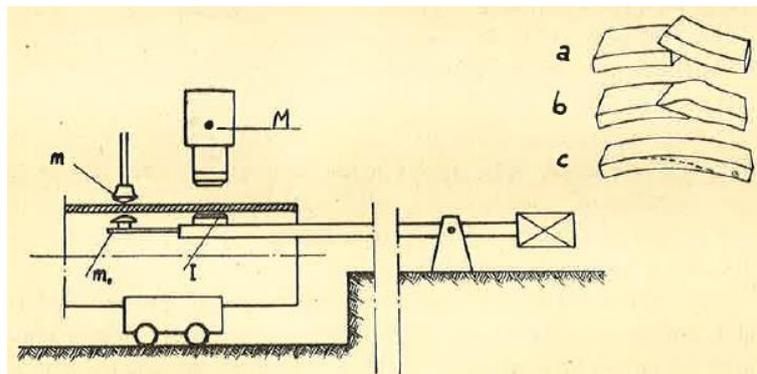


Figura 4 – Esecuzione di una saldatura per bollitura [1]

Il problema di queste giunzioni consisteva nel fatto che le zone scaldate e pressate contenevano spesso delle scorie che potevano causare difetti e, in conseguenza, perdite di resistenza. Per verificare questi aspetti tutti i tubi dovevano essere sottoposti a prova di pressione idraulica in stabilimento, prima di essere trasportati e montati in loco. Nella Figura 5 è rappresentato un tipico esempio di rottura di provini estratti da una condotta “bollita” e sottoposti a trazione in laboratorio. Le due immagini mettono a confronto un provino con saldatura ben riuscita con uno con saldatura difettosa dove la rottura avviene lungo il piano di saldatura. Questi difetti possono essere identificati oggi con prove a ultrasuoni.

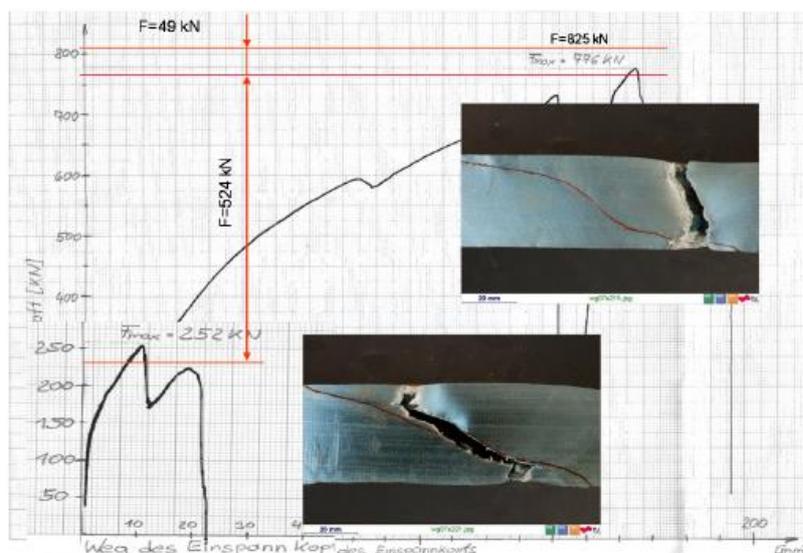


Figura 5 - Comportamento delle saldature a gas d'acqua

Non sono noti in letteratura casi di rotture di condotte il cui innescò abbia avuto origine dal cedimento della saldatura per bollitura.

Sulle condotte verniciate è praticamente impossibile individuare la saldatura; in qualche caso il tatto permette di “rilevare” un appiattimento sulla superficie circolare dovuto alla compressione meccanica a caldo dei lembi da unire.

La saldatura per bollitura è stata in seguito abbandonata con l'introduzione della saldatura ad arco.

Tra il 1920 e il 1930 per realizzare l'unione longitudinale delle singole virole si diffuse rapidamente la saldatura ad arco a elettrodo rivestito (SMAW – *Shielded Metal Arc Welding*) che fu preferita alla saldatura a gas d'acqua che presentava problemi di rimozione dell'ossido, di surriscaldamento dei bordi, di riscaldamento disomogeneo e, all'epoca, la mancanza di controlli efficienti per garantirne la qualità. In cantiere le giunzioni furono realizzate tramite chiodature sino alla fine degli anni '40; successivamente furono eseguite unicamente mediante saldatura elettrica poiché si resero disponibili attrezzature trasportabili per la saldatura in cantiere.

La saldatura a elettrodo rivestito è un procedimento di saldatura manuale dove la sorgente termica è costituita dall'arco elettrico che, scoccando tra un elettrodo e il materiale base, provoca un surriscaldamento che fonde entrambi. La SMAW è una tecnologia di saldatura molto diffusa sia per i bassi costi delle apparecchiature sia per la versatilità di impiego. L'elettrodo è costituito da una bacchetta metallica contornata da un rivestimento; durante la saldatura si ha la fusione sia dell'anima (bacchetta), che sotto forma di gocce si trasferisce nel bagno di fusione, sia del rivestimento, che durante la saldatura si volatilizza formando una cappa di protezione di gas che “coprendo la saldatura” evita il contatto con l'aria e, quindi, l'ossidazione del bagno di saldatura (Figura 6).

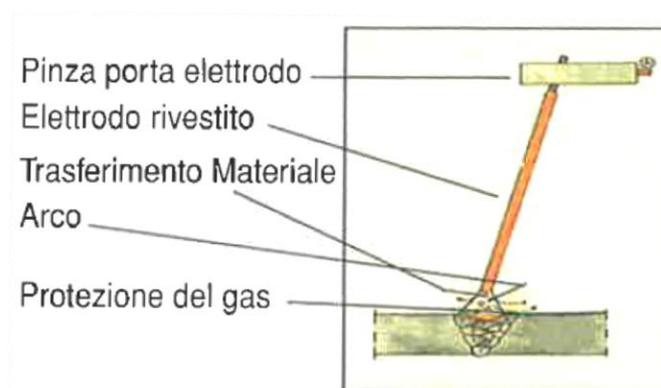


Figura 6 - Saldatura ad elettrodo

Il rivestimento può essere di vari tipi, ognuno dei quali ha delle particolari caratteristiche che sono funzione della composizione chimica del rivestimento.

Per le saldature manuali, ad arco elettrico, p.es. ENEL accetta solo il rivestimento basico, approvato da un Ente Ufficiale (Istituto Italiano della Saldatura, RINA, Lloyd's Register ecc.) con caratteristiche conformi a quanto prescritto nella UNI EN 10029 in quanto questo tipo di rivestimento garantisce ottime caratteristiche meccaniche soprattutto in termini di resilienza e allungamento.

Gli elettrodi devono essere preservati dall'umidità mediante adatti contenitori e, se non perfettamente asciutti, devono essere essiccati prima dell'impiego ad una temperatura di almeno 450° C e mantenuti in fornelli portatili a circa 80°C.

Dopo la seconda guerra mondiale, in aggiunta alla saldatura ad arco, si iniziarono a impiegare anche i processi di saldatura semiautomatici e automatici SAW (*Submerged Arc Welding*), MIG (*Metal-arc Inert Gas*), MAG (*Metal-arc Active Gas*) e TIG (*Tungsten Inert Gas*), tuttora utilizzati, e furono impiegati per la prima volta tubi blindati a freddo con il procedimento dell'*auto-frettage* (o metodo Ferrand) (§2.1.1.2.3).

Ad oggi in commercio sono disponibili due tipi di tubi saldati ad arco sommerso (SAW): i tubi saldati longitudinalmente ed elicoidalmente.

I tubi saldati ad arco longitudinalmente con processo ad arco sommerso sono ricavati da lamiere le cui dimensioni sono caratterizzate dalla lunghezza del tubo da produrre e dal diametro desiderato (Figura 7,

sinistra). Il tubo viene progressivamente formato a freddo fino ad assumere la sezione circolare con i lembi laterali della lamiera affacciati e pronti per essere saldati. La saldatura avviene con sistema ad arco scoccato tra elettrodo e lembi da saldare, sia internamente che esternamente al tubo con più passate e con apporto di materiale di saldatura. Il processo di lavorazione è discontinuo in quanto viene prodotto un tubo per volta, che successivamente passa alle operazioni di calibratura e controllo.

Il sistema di saldatura a spirale o elicoidale è invece un processo continuo: il tubo viene prodotto con continuità partendo da un nastro di lamiera i cui bordi laterali sono opportunamente fresati per fare il bisello (Figura 7, destra). La formatura del tubo avviene per avvolgimento elicoidale del nastro. Il procedimento di saldatura, analogo al precedente, viene applicato prima internamente al tubo quindi esternamente con formazione di un cordolo elicoidale costituito da materiale di apporto. Il tubo così prodotto viene quindi tagliato sulla lunghezza prima di passare alle operazioni di controllo e finitura.

Si possono fare tubi di lunghezza fino al limite trasportabile mentre i precedenti hanno il limite di larghezza della calandra (6 m).

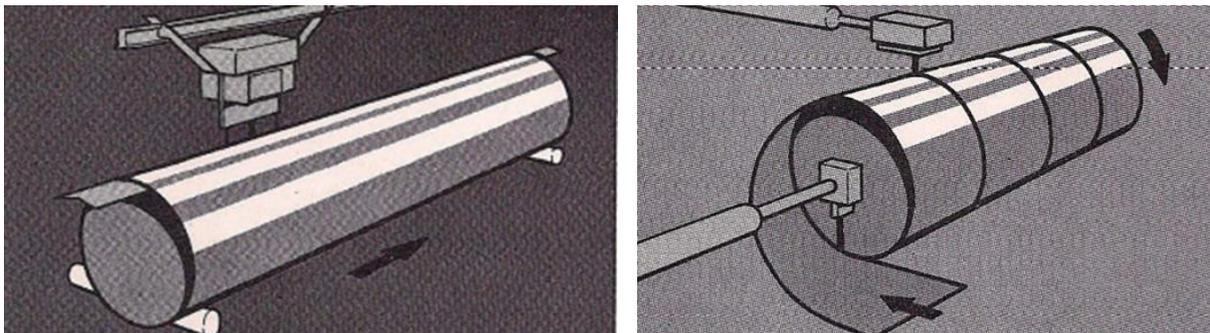


Figura 7 - Tubi saldati ad arco sommerso longitudinalmente (longitudinal SAW, sinistra) e elicoidalmente (spiral SAW, destra)

La saldatura ad arco sommerso SAW è un procedimento di saldatura autogena per fusione dove l'energia termica viene fornita dall'arco che scocca tra un filo elettrodo fusibile alimentato in automatico e il pezzo da saldare (Figura 8).

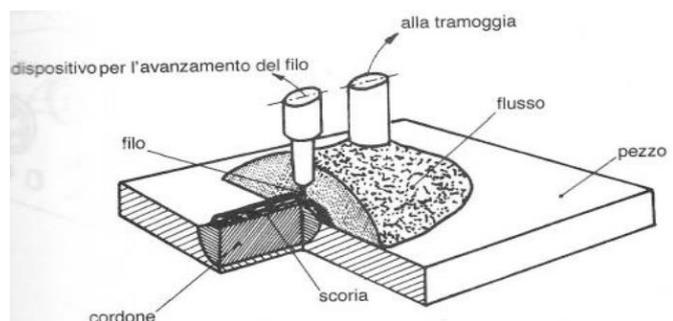
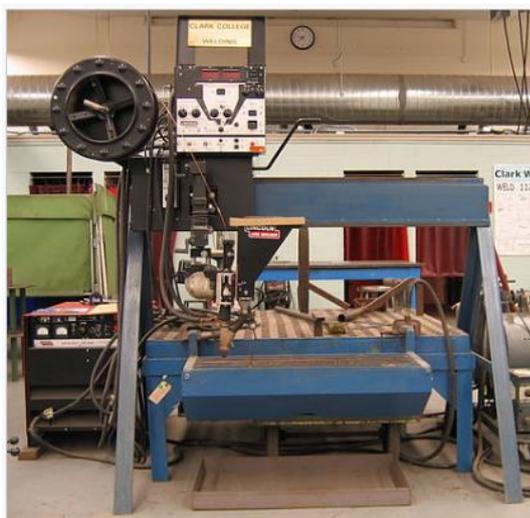


Figura 8 - Saldatrice ad arco sommerso (sinistra) e schema di esecuzione (destra)

In analogia al sistema ad elettrodo rivestito, è necessario proteggere il bagno di saldatura dal contatto con l'aria attraverso un flusso che ha le stesse funzioni della scoria dell'elettrodo. In maniera molto schematica, un impianto ad arco sommerso può essere rappresentato dai seguenti elementi: un generatore di corrente (simile a quello impiegato per la saldatura ad elettrodo rivestito) di forte amperaggio (1000-3000 A); un traina filo che alimenta il filo di apporto da almeno 2 mm; una tramoggia

che contiene il flusso di protezione. Il flusso copre la zona d'arco proteggendola dall'ossidazione dell'aria. Questo sistema di saldatura viene universalmente utilizzato nelle saldature di grandi spessori. I fattori che influenzano la qualità del cordone di saldatura sono: corrente; tensione; velocità del filo e velocità di avanzamento. La corrente di saldatura determina la velocità di fusione del filo, la penetrazione e la quantità di materiale fuso. Aumentando la corrente aumenta la penetrazione. La tensione di saldatura influisce sulla larghezza del cordone di saldatura che aumenta all'aumentare della tensione. La velocità di saldatura influisce sulle dimensioni del bagno di fusione. Aumentando la lunghezza libera del filo (*stick-out*) si ha una variazione della tensione e una diminuzione della penetrazione. Per le saldature eseguite con procedimento automatico in arco sommerso ENEL impone l'adozione di un flusso di protezione di tipo basico.

Il procedimento di saldatura MIG e MAG è a filo continuo (GMAW, *Gas Metal Arc Welding*) in cui si mantiene acceso un arco elettrico tra il filo e il pezzo da saldare (Codice 131 e 135 secondo EN ISO 857-1). Si distingue in:

- MIG: se il gas di protezione del bagno di saldatura è inerte (Argon, Elio e relative miscele).
- MAG: se il gas di protezione è ossidante (CO₂).

Una postazione per saldatura MIG/MAG è composta dai seguenti componenti (Figura 9):

- Torcia con duplice funzione: far scoccare l'arco fra il filo e il pezzo e portare il gas di protezione sul bagno di saldatura.
- Massa.
- Generatore di corrente d'arco (nelle macchine moderne il controllo della caratteristica d'arco è effettuato elettronicamente).
- Meccanismo di avanzamento e controllo del filo.
- Aspo avvolgi filo.
- Bombola del gas di protezione.

I principali vantaggi della saldatura MIG/MAG sono:

- è più speditiva rispetto a quella con gli elettrodi dove occorre che ogni volta il saldatore si fermi per sostituire l'elettrodo;
- non vi sono scarti di materiale in quanto non vi sono mozziconi di elettrodi da gettare via.

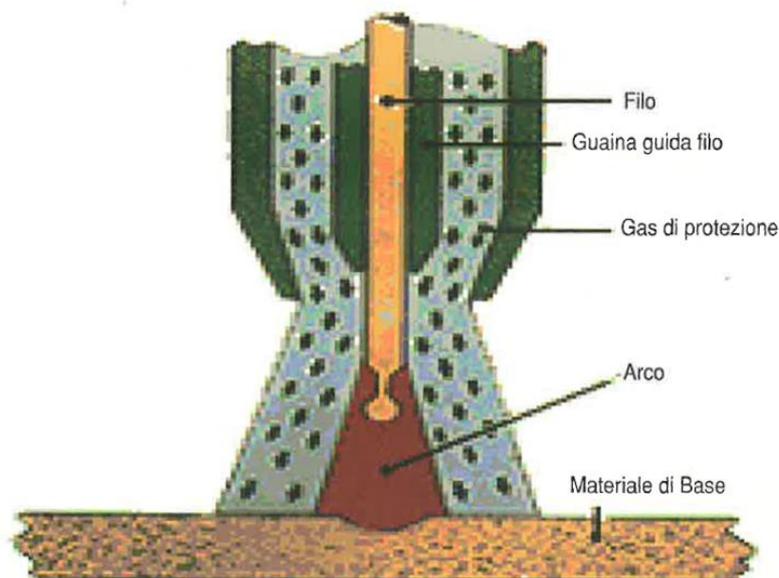


Figura 9 - Saldatura MIG/MAG

Il procedimento TIG (*Tungsten Inactive Gas*) noto anche come GTAW (*Gas Tungsten Arc Welding*) è un procedimento di saldatura che usa un elettrodo non fondibile in tungsteno (Codice 141 secondo EN ISO 857-1). L'elettrodo, l'arco e l'area circostante il bagno fuso sono protetti dall'atmosfera da un gas inerte. Se occorre aggiungere materiale d'apporto, questo viene aggiunto in forma di bacchetta o filo continuo.

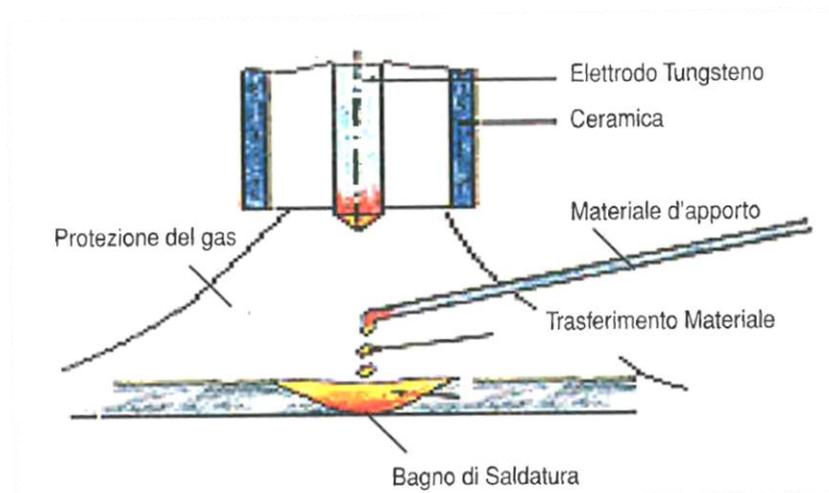


Figura 10 - Saldatura TIG

Il TIG è un procedimento di saldatura ad arco dove il calore è prodotto da un arco elettrico che scocca tra un elettrodo infusibile di tungsteno ed il pezzo da saldare in atmosfera di gas inerte(argon).

La saldatura viene eseguita portando a fusione i lembi del pezzo da saldare, apportando manualmente con la bacchetta il materiale da riporto. Per evitare pericolose inclusioni di tungsteno nel giunto, l'elettrodo non deve mai venire a contatto con il pezzo da saldare.

Il TIG consente di ottenere saldature di ottimo aspetto e qualità. Dato che non vi è scoria, il rischio di difetti quali inclusioni nel metallo d'apporto è assente e la superficie del cordone non richiede nessuna pulizia. Con il TIG si può saldare sia in procedimento manuale che automatico. Con il TIG si possono saldare anche gli acciai inossidabili.

In Tabella 3 si riassumono i vari processi di saldatura utilizzati.

Tabella 3 – Welded tube and pipe production processes (OD = Outside Diameter [mm])

Forming process	Welding process	Nomenclature	Weld	Size range (OD)
Continuous	Hot pressure welding	Fretz-Moon	longitudinal	13 ... 114
	Electric resistance welding (ERW)	Direct current Low-frequency High-frequency (e.g. HFI)	longitudinal	10 ... 20 (30) 10 ... 114 20 ... 600
		Submerged-arc (SAW) Gas metal arc (MAG) (tack welding only) Gas metal arc (TIG, MIG, ERW)*	spiral spiral/ longitudinal	168 ... 2500 406 ... 2032 30 ... 500/10 ... 420
Single forming operation 3-roll bending machine C-ing press	Electric arc welding (Fusion welding)	Submerged-arc (SAW) Gas metal arc (TIG, MIG, ERW)*	longitudinal	≥ 500 200 ... 600
Single forming operation U/O-ing press		Submerged-arc (SAW) Gas metal arc (MAG) (tack welding only)	longitudinal	457 ... 1626

* Stainless steel tube

Tra il 1960 e il 1995 la sequenza tipica di realizzazione di una tubazione in officina era la seguente:

- Acquisizione e collaudo delle lamiere in acciaieria (all'epoca Italsider – Taranto, Acc. Terni – Terni; Fabrique de fer – Chaleroi, Voest Alpine – Linz, Creusot Loire – Creusot Montceau, Acciaieria Alto Adriatico – Monfalcone ecc.).
- Trasporto in officina, taglio delle lamiere a misura e allestimento cianfrini di saldatura.
- Qualifica del processo di saldatura.
- Calandratura delle singole virole e adattamento dimensionale.
- Saldatura longitudinale con tecnica ad arco sommerso; esecuzione ogni 10 virole di un tallone di saldatura per ricavare i saggi per le prove meccaniche di controllo del processo (trazione, piegatura, resilienza e micro durezza della Zona Termicamente Alterata - ZTA e della Zona Fusa - ZF).
- Saldatura circolare eseguita, sino agli anni '70, con tecnica manuale con elettrodi basici, successivamente ad arco sommerso facendo ruotare la tubazione.
- Esame radiografico delle saldature, esame dimensionale e controllo del peso.
- Prova idraulica in officina sul 100% degli elementi strutturali e dei pezzi speciali.
- Sabbatura dell'elemento strutturale e applicazione dello zincante inorganico sulle superfici interne ed esterne; da fine anni '70 applicazione in officina del ciclo interno ad eccezione dell'ultima mano che veniva completata in opera; da fine anni '80 applicazione del ciclo interno sulla superficie interna e prima mano sulla superficie esterna.

2.1.1.2.3 Tubi blindati

I tubi blindati sono costituiti da un'anima tubulare in lamiera d'acciaio e da anelli laminati in acciaio opportunamente distanziati l'uno dall'altro, fabbricati in modo da creare un prestabilito regime di autotensioni fra l'anima e la blindatura.

I primi tubi blindati per condotte forzate vennero fabbricati su scala industriale dalla ditta Ferrum con stabilimento a Katowice subito dopo la fine della prima guerra mondiale. Dalle prime applicazioni fino alla seconda guerra mondiale (cosiddetti tubi blindati di prima generazione), le anime venivano saldate al gas d'acqua, impiegando lamiere in acciaio Martin Siemens con un carico di rottura intorno 3500 kg/cm^2 . Per gli anelli si impiegava acciaio al carbonio, con un carico di rottura di $4500\text{-}5500 \text{ kg/cm}^2$, normalizzato dopo la laminazione. Successivamente le anime sono state realizzate in acciaio Martin Siemens con carico di rottura dell'ordine di 5000 kg/cm^2 saldate elettricamente e gli anelli in acciaio legato con carico di rottura fino a 10.000 kg/cm^2 e oltre dopo bonifica (tubi blindati di seconda generazione).

I tubi blindati sono stati impiegati prevalentemente per la costruzione di condotte forzate di alta caduta e di grande diametro. Esistono due tipologie di tubi blindati:

- tubi blindati a caldo;
- tubi blindati a freddo.

Tubi blindati a caldo

I tubi blindati a caldo sono costituiti da un normale tubo (saldato o no) detto camicia sul quale vengono forzati a caldo gli anelli di blindaggio regolarmente distanziati tra loro. Gli anelli di blindaggio sono ottenuti per laminazione a caldo e hanno un diametro, a temperatura ambiente, di poco inferiore a quello della camicia. A tubo vuoto gli anelli, raffreddandosi, esercitano un determinato serraggio.

L'operazione di blindatura richiede un'accurata preparazione della camicia, che deve risultare perfettamente calibrata e diritta, per questo motivo i costruttori stranieri hanno a volte preferito tornire la superficie esterna delle camicie nelle zone sede degli anelli.



Figura 11 - Condotta blindata

Tubi blindati a freddo con il procedimento dell'auto-frettage (o tubi autocerchiati):

A tal proposito, si riporta quanto documentato in [1] (Figura 12): “... secondo la tecnica costruttiva dei tubi blindati a freddo (o autocerchiati), la camicia veniva realizzata con un diametro esterno leggermente inferiore al diametro interno degli anelli. Il tubo veniva mandato in pressione mediante una pressa idraulica fino a raggiungere, e talvolta superar, il doppio della pressione di esercizio (pressione di blindaggio).

Il giuoco tra parete e anello è tale che il contatto si produce non appena si supera il limite elastico della parete. Da questo momento gli anelli col crescere della pressione cominciano ad allungarsi senza però raggiungere il loro limite elastico.

A blindatura ultimata, con il ritorno della pressione a zero, la camicia ha acquistato una deformazione permanente, mentre gli anelli restano tesi sulla camicia, determinando un serraggio analogo a quello che produrrebbe la contrazione degli anelli a caldo. ...

Con questo procedimento la camicia ha subito un incrudimento ed è capace di sopportare una pressione superiore al suo limite elastico primitivo senza subire altre deformazioni permanenti, cioè ha acquistato un limite elastico superiore a quello che aveva prima dell'operazione di blindaggio. ...

Il giuoco tra camicia e anelli è di circa 1%. La sollecitazione corrispondente a questa deformazione dipende dalle caratteristiche del materiale che costituisce la camicia; dopo il contatto camicia-anelli, ..., l'allungamento supplementare è dell'ordine del 2%.”.

Fino al 1942 i tubi autocerchiati erano costituiti con lamiere a 20÷28 e 34 kg/mm² di limite elastico e rispettivamente di 35÷48 e 54 kg/mm² di rottura e di anelli laminati senza saldatura in acciaio trattato a 60÷95 kg/mm² di limite elastico e 90÷115 kg/mm² di rottura.

Dopo il 1942 gli anelli rigidi sono stati sostituiti da corde in acciaio anticorrosivo a 200 kg/mm² di resistenza alla rottura e 150 kg/mm² di limite elastico, formanti blindatura ad elica e ad anelli.

I fili che costituiscono le funi di blindatura sono in acciaio anticorrosivo. Sono dei fili galvanizzati a caldo dai primi passaggi alla trafilatura fino alla fine dell'operazione, vale a dire la trafilatura avviene per ogni passaggio, sul filo precedentemente galvanizzato, ottenendo regolare penetrazione molecolare dello zinco, che garantisce in tal modo una resistenza rimarcabile all'ossidazione. I fili di debole sezione e fortemente incruditi sono più sensibili all'azione degli elementi esterni rispetto agli anelli rigidi. Si possono però costruire anche anelli semirigidi non più con trefoli di filo sottile e cordati ma con laminati di diametro 7-8 mm in acciaio extraduro come quello degli anelli rigidi, che attraverso trattamento termico danno caratteristiche tecnologiche pari a quelle dei fili trafilati.

Il procedimento di fabbricazione è analogo a quello descritto per i tubi ad anelli rigidi. I tubi autocerchiati a blindatura elicoidale sono stati soprattutto impiegati nelle condotte protette, interrate o in galleria, e sono calcolati in modo che la parete da sola può resistere alla massima pressione di esercizio. Per condotte all'aperto questo tipo di tubo è stato impiegato prevedendo la messa a punto di un altro dispositivo di sicurezza che consiste nell'immobilizzare le spire del frettaggio non solo alle estremità ma in più punti intermedi, limitando così la lunghezza dello sfilamento della fune nell'eventualità di rottura.

RAPPRESENTAZIONE GRAFICA AUTO-CERCHIATURA

Lamiere acciaio dolce

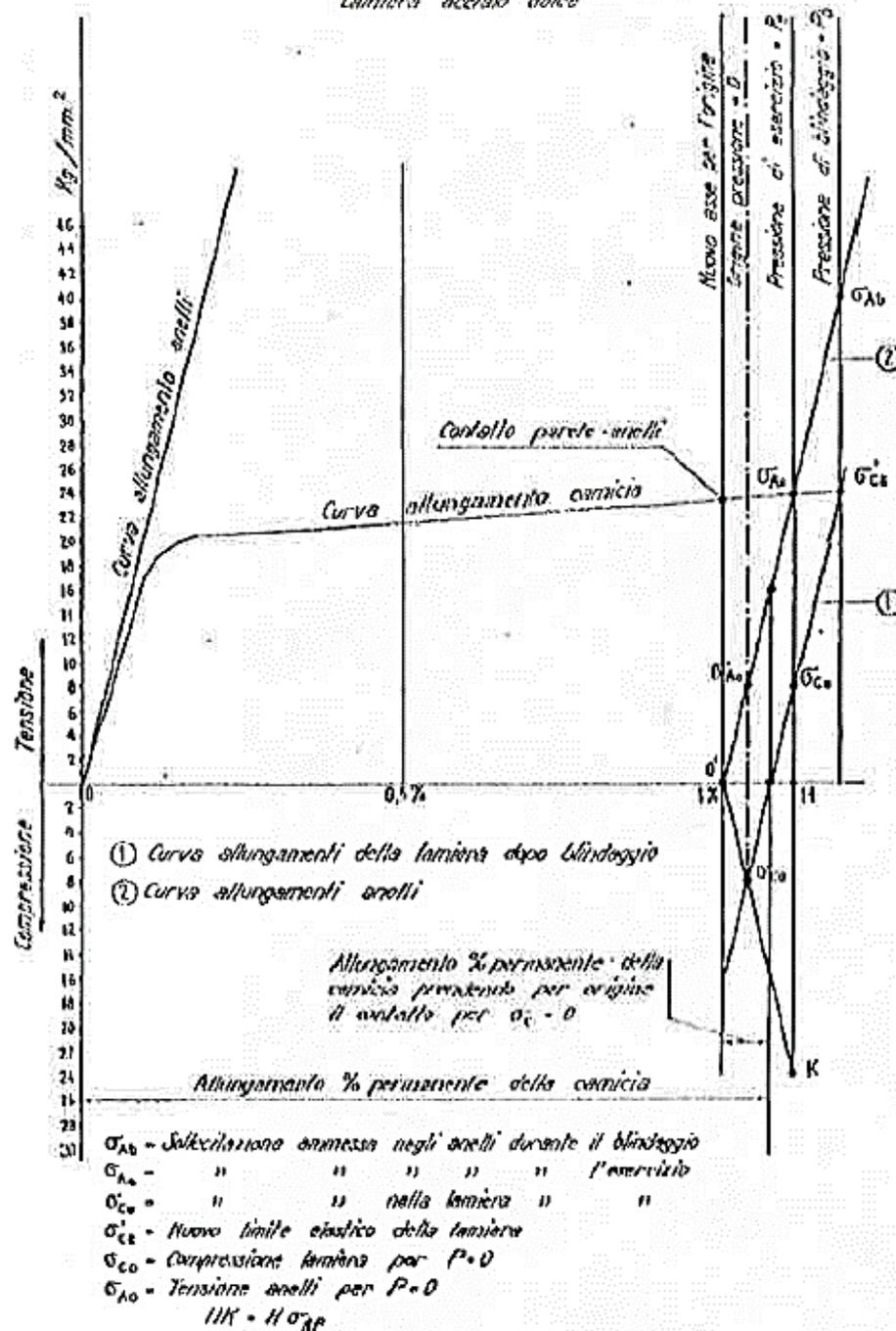


Figura 12 - Rappresentazione grafica dell'autocerchiatura

2.1.1.2.4 Cenni sull'evoluzione delle tecniche costruttive delle condotte forzate oltreoceano

La prima tubazione in acciaio fu realizzata in California nel 1849 tramite calandratura di lamiera poi giuntata per rivettatura. Dal 1860 al 1900, furono costruite più di due milioni di piedi di tubazioni. A causa della bassa resistenza degli acciai di quell'epoca e della bassa efficienza delle giunzioni, la progettazione inizialmente prevedeva di far lavorare l'acciaio a soli 10.000 psi (68,9 MPa). Con il passare degli anni, grazie all'evoluzione della tecnica di fabbricazione e all'impiego di acciai a più alte

prestazioni di resistenza, la tensione di progetto passò progressivamente da 10.000 psi a 12.500, 13.750 fino a 15.000 psi (103,4 MPa), considerando un fattore di sicurezza 4 rispetto alla rottura. I tubi erano forniti con diametri da 4 a 144 pollici, con spessori fino a 1,5 pollici. Il metodo di fabbricazione prevedeva singole, doppie (Figura 13), triple e addirittura quadruple file di rivetti per le giunzioni, con efficienze tra il 45% (per la fila singola) e il 90%.

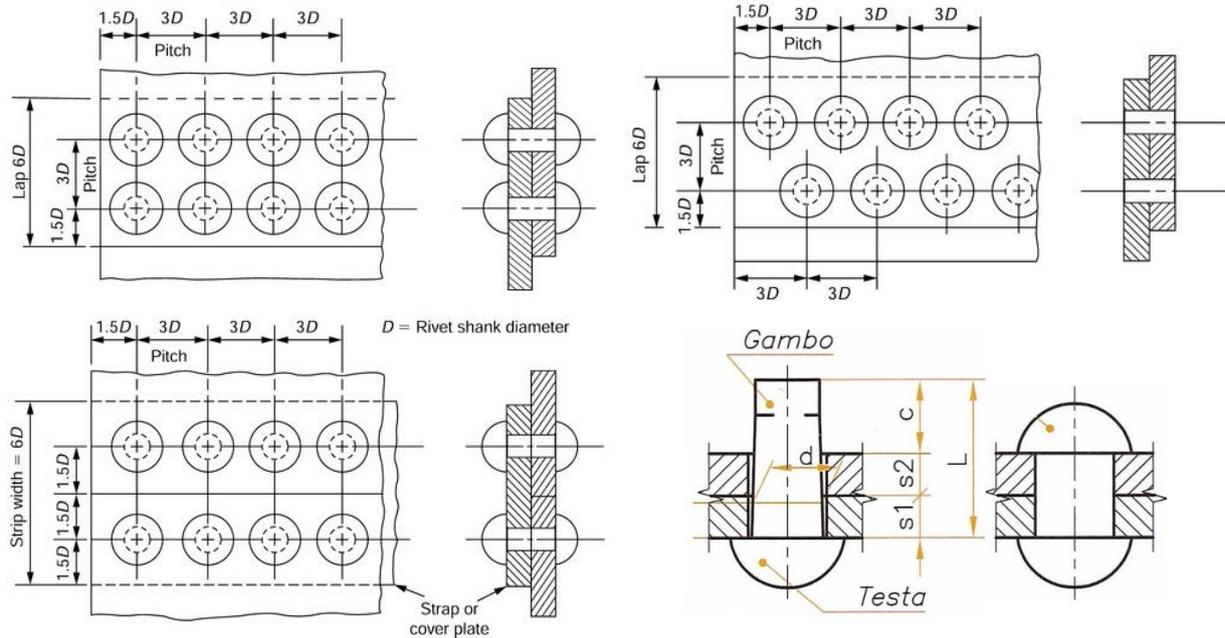


Figura 13 – Tipi di rivettatura a doppia fila e chiodo prima e dopo la ribattitura

Lo sviluppo successivo si ha con i “*Lock-bar steel pipes*” lunghi 30 piedi che furono fabbricati per la prima volta nel 1905 a New York. Due tubi semicirculari erano giuntati inserendo, tra gli estremi delle semicalotte, barre longitudinali con sezione ad H (Figura 14). Rispetto alle condotte rivettate le *Lock-bar pipes* avevano notevoli vantaggi poiché la superficie interna era più liscia e consentiva di considerare un’efficienza del 100% rispetto al 45% per la singola fila di rivetti e al 70% per la doppia fila di rivetti. Tra il 1915 e il 1930 circa 3.3 milioni di piedi di tubi di tipo *Lock-bar* furono installati contro 1.5 milioni di tubi rivettati.

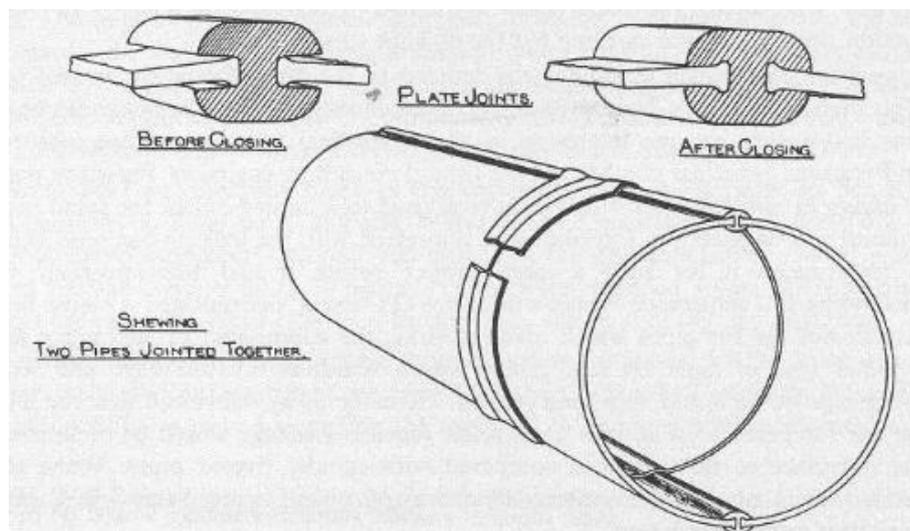


Figura 14 - Lock bar pipe

A partire dal 1930 le condotte rivettate e le *lock-bar pipes* furono completamente sostituite dalle condotte saldate elettricamente. La saldatura elettrica, nata nel 1920, ebbe un grande sviluppo solo negli anni '30. Tra il 1920 e il 1940 furono installati circa 7 milioni di piedi di condotte saldate in acciaio.

Con l'introduzione delle condotte saldate fu modificato anche il fattore di sicurezza; dal fattore 4, che era impiegato per le condotte rivettate e le *lock bar pipes*, si passò a calcolare le condotte per uno sforzo pari al 50% della tensione di snervamento. Inizialmente i tubi spiralati e saldati avevano diametri da 100 mm a 875 mm. Dopo la seconda guerra mondiale, nel 1950, furono importate macchine tedesche e si iniziarono a produrre tubi saldati fino a 3600 mm di diametro.

Successivamente i principali sviluppi non hanno più riguardato la tecnica costruttiva ma i rivestimenti protettivi, i giunti e la qualità degli acciai.

2.1.1.2.5 Evoluzione degli acciai

Come si osserva in Figura 15 e Tabella 4 solo due tipi di acciaio furono usati per costruire condotte fino agli anni '50 con una resistenza a rottura compresa tra i 300 e i 500 MPa. Dal 1960 circa entrarono in commercio acciai temprati a grana fine con valori a rottura di 600 MPa, sino ad arrivare, negli ultimi anni, a resistenze di oltre 900 MPa.

L'applicazione di acciai ad alta resistenza, tipo S690 e, a partire dagli anni 90, anche dell'acciaio S890, ha sollevato un serio problema legato alle inclusioni di idrogeno che possono provocare fessure all'interno della saldatura (Figura 16). Un classico esempio della sottovalutazione di questi problemi è il caso della Cleuson Dixence in Svizzera, accaduto nel dicembre 2000 quando una condotta di 3,5 m di diametro e 36 mm di spessore in acciaio S890 è collassata a causa della formazione di una fessura nella saldatura longitudinale del tubo. La perdita d'acqua generò una colata di fango che causò gravi danni e uccise tre persone.

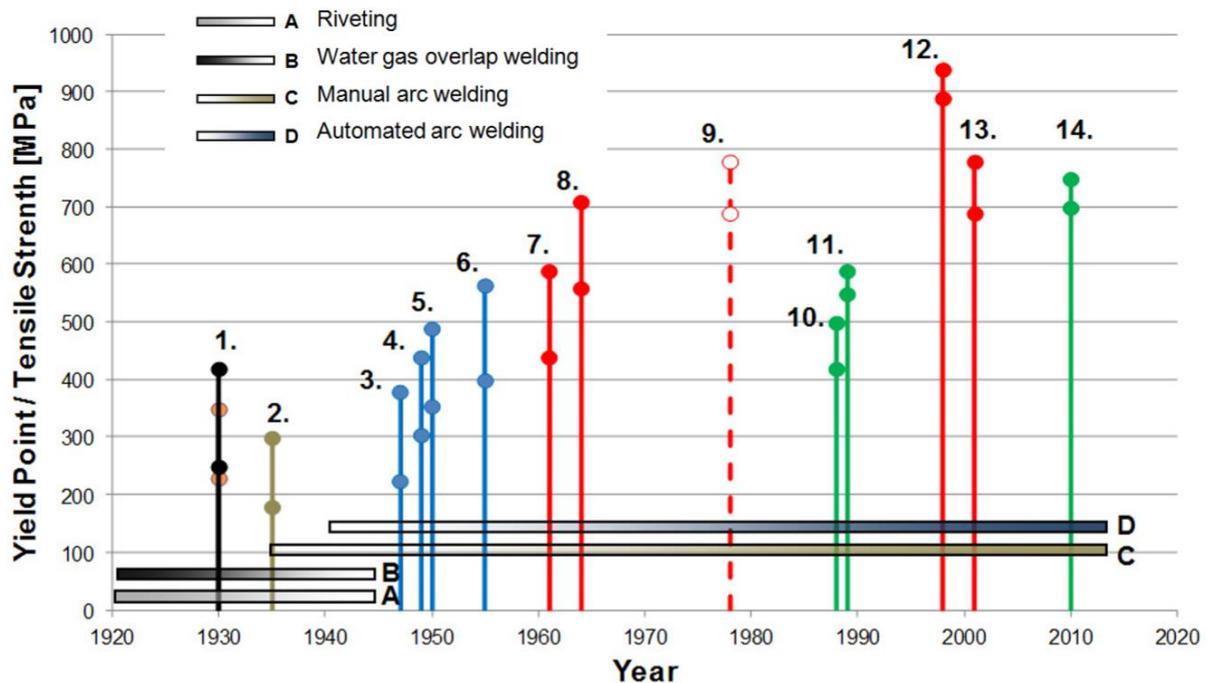


Figura 15 – Evoluzione della resilienza degli acciai e dei processi di giunzione delle condotte forzate idroelettriche nel Centro Europa [2]

Tabella 4 – Evoluzione delle caratteristiche degli acciai delle condotte

Position		Steel grade	Yield Point [MPa]	Tensile Strength [MPa]
1.	█	M I Steel	230-250	350-400
1.	█	M II Steel	250-290	420-500
2.	█	SM Steel	180-270	300-400

Position		Steel	Steel grade	Standard	Yield Point min. [MPa]	Tensile Strength min. [MPa]
3.	█	Normalized Steel Grades	StE255	DIN17102* (10/1983)	255	360
4.			StE315		315	440
5.			StE355		355	490
6.			StE420		420	530
7.	█	Quenched and Tempered	S460Q	DIN EN 10025-6	460	550
8.			S550Q		550	640
9./13.			S690Q		690	770
10.	█	Thermomechanically Rolled	S420MC	DIN EN 10149-2	420	480
11.			S550MC		550	600
12.	█	Quenched and Tempered	S890Q	DIN EN 10025-6	890	940
14.	█	Thermomechanically Rolled	S700MC	DIN EN 10149-2	700	750

* current standard DIN EN 10025-3

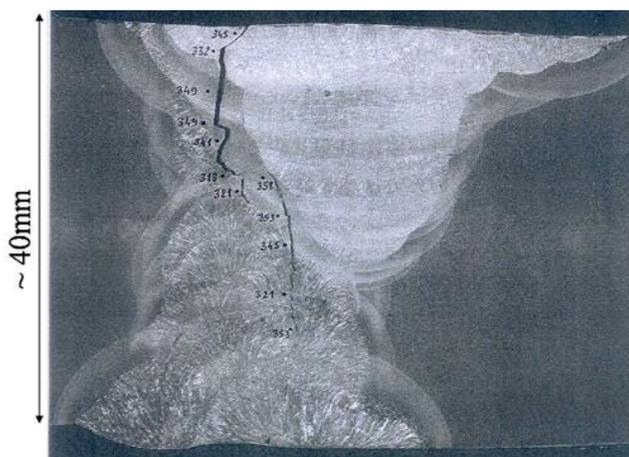


Figura 16 – Frattura per inclusioni di idrogeno in saldature eseguite su acciaio S890 [2]

2.1.1.2.6 Normative per gli acciai

Nel 1922 l'Associazione Elettrotecnica Italiana emanò le prime "Norme per la costruzione e il collaudo delle condotte forzate metalliche ad alta pressione".

In accordo a tale norma, i tubi per le condotte forzate potevano essere realizzati in acciaio semiduro per i tubi senza saldatura e in acciaio extradolce per i tubi saldati e chiodati. Anche i chiodi erano realizzati in acciaio extradolce (Tabella 5).

Nel 1931 l'Associazione Elettrotecnica Italiana emanò le nuove "Norme per la costruzione e il collaudo delle condotte forzate metalliche ad alta pressione".

In accordo a tale norma, i tubi per le condotte forzate venivano realizzati in acciaio con le caratteristiche riportate nella tabella sottostante (Tabella 6).

Tabella 5 – Tipi di acciai impiegati dal 1922 al 1931

	Resistenza Trazione [kg/mm ²]	Carico Snervamento [kg/mm ²]	Allungamento Minimo a Rottura	Resilienza su barrette tipo Mesnager
Acciaio semiduro per tubi senza saldatura	55÷65		14-18% (barretta lunga)	6
Acciaio extradolce in lamiera per tubi chiodati	38÷45		27-24%	10
Acciaio extradolce in lamiera per tubi saldati	35÷40		30-27% (per lamiera di spessore superiore a 15mm? allungamento massimo dell'1%)	10
Chiodi	35÷40		30-27% (per lamiera di spessore superiore a 15mm? allungamento massimo dell'1%)	10

Tabella 6 – Tipi di acciai impiegati dal 1931 al 1961

	Resistenza Trazione [kg/mm ²]	Carico Snervamento [kg/mm ²]	Allungamento Minimo a Rottura	Resilienza su barrette tipo Mesnager
Acciaio semiduro per tubi senza saldatura	55÷65		14-18% (barretta lunga)	6
Acciaio dolce per anelli di cerchiatura	55÷65	28	18% (barretta lunga) 23% (barretta corta)	7
Acciaio extradolce in lamiera per tubi chiodati	37÷45			8
Acciaio extradolce in lamiera per tubi saldati	31÷40			
Chiodi	34÷40		27% (barretta lunga) 33% (barretta corta)	
Bulloni in acciaio dolce	37		20% (barretta lunga) 25% (barretta corta)	
Bulloni in acciaio al Nichel	55		18% (barretta lunga) 22% (barretta corta)	

Nel 1961 vennero emesse le “Direttive per la progettazione ed il collaudo delle condotte forzate in acciaio per impianti idroelettrici” a cura della “Commissione di Studio n.18 per la costruzione degli impianti idroelettrici” della Sezione Tecnologica ANIDEL (Tabella 7÷Tabella 11). In accordo a tali direttive i tubi metallici per condotte forzate erano realizzati con acciai prodotti al forno Martin Siemens o elettrico con caratteristiche meccaniche e chimiche come da tabelle di seguito riportate.

Le lamiere venivano sottoposte a trattamento termico di normalizzazione e i getti venivano sottoposti a trattamento termico di ricottura completa.

Le nuove norme definivano la rintracciabilità di ciascun elemento strutturale con la colata di riferimento per la produzione di lamiere da lingotto e per i pezzi fusi; i materiali dovevano essere testati per colata e per spessore di produzione con prove di trazione e resilienza a basse temperature.

Furono codificati i controlli durante la costruzione sia per i processi di saldatura (qualifiche di procedimento e talloni di verifica) sia per i controlli di tipo non distruttivo (controllo radiografico e ultrasonoro).

Veniva sancito inoltre che ogni elemento strutturale doveva essere provato idraulicamente in officina sino a produrre una sollecitazione pari allo 0,8 del carico di snervamento; altresì, al completamento dell'installazione in sito della condotta forzata, l'intero assieme doveva essere provato idraulicamente.

Tabella 7 – Caratteristiche meccaniche e chimiche delle lamiere in accordo alle direttive ANIDEL del 1961 [3]

Tipo di acciaio	Spessori mm	Provette ricavate nel senso trasversale alla laminazione				Provette ricavate nel senso longitudinale di laminazione				Analisi chimica di colata						
		Prova di trazione			Prova di resilienza				C max %	Mn circa %	Si circa %	P max %	S max %	Cr %	Ni %	
		R	s	A ₅	K (Mesn.)	K (Mesn.)	K (Mesn.) invecch.	K (Notch) - 20 °C								
		kg/mm ²	kg/mm ²	%	kgm/cm ²	kgm/cm ²	kgm/cm ²	kgm/cm ²								
34/22	6-30 30-50	34 ÷ 42	≥22	≥28	≥14 ≥12	≥16 ≥14	≥12 ≥10	≥10 ≥8	0,14	0,60	0,20	0,035	0,035	—	—	
42/26	6-30 30-50	42 ÷ 50	≥26	≥25	≥11 ≥9	≥13 ≥11	≥10 ≥8	≥10 ≥8	0,16	0,80	0,25	0,035	0,035	—	—	
48/30	6-30 30-50	48 ÷ 55	≥30	≥24	≥10 ≥8	≥12 ≥10	≥9 ≥8	≥9 ≥7	0,18	1,00	0,30	0,035	0,035	—	—	
52/36	6-30 30-50	52 ÷ 62	≥36	≥22	≥9 ≥7	≥11 ≥9	≥8 ≥7	≥8 ≥6	0,18	1,20	0,35	0,035	0,035	0,20 ÷ ÷0,40	—	
56/40	6-30 30-50	56 ÷ 66	≥40	≥20	≥7 ≥6	≥9 ≥8	≥7 ≥6	≥8 ≥6	0,20	1,40	0,40	0,035	0,035	0,20 ÷ ÷0,40	0,20 ÷ ÷0,40	

Tabella 8 – Caratteristiche meccaniche e chimiche degli anelli di blindaggio in accordo alle direttive ANIDEL del 1961 [3]

Tipo di acciaio	Prova di trazione			Prova di resilienza K min kgm/cm ²	Analisi chimica		
	R kg/mm ²	s min kg/mm ²	A ₅ min %		S %	P %	S + P %
60/30	60 ÷ 70	30	17	5	≤ 0,06	≤ 0,06	≤ 0,10
70/35	70 ÷ 80	35	12	4	≤ 0,06	≤ 0,06	≤ 0,10
80/60	80 ÷ 95	60	13	5	≤ 0,04	≤ 0,04	≤ 0,07
90/70	90 ÷ 105	70	11	5	≤ 0,04	≤ 0,04	≤ 0,07
100/85	100 ÷ 115	85	10	5	≤ 0,035	≤ 0,035	≤ 0,06
115/95	115 ÷ 130	95	8	5	≤ 0,035	≤ 0,035	≤ 0,06

Tabella 9 - Caratteristiche meccaniche e chimiche dei getti di acciaio in accordo alle direttive ANIDEL del 1961 [3]

Tipo di acciaio	Prova di trazione			Prova di resilienza K_{min} kgm/cm ²	Analisi chimica		
	R_{min} kg/mm ²	s_{min} kg/mm ²	A_5_{min} %		S %	P %	S + P %
Aq 38 UNI 3158	38	18	25	8	≤ 0,06	≤ 0,06	≤ 0,10
Aq 45 UNI 3158	45	22	22	6	≤ 0,06	≤ 0,06	≤ 0,10
—	55	28	16	5	≤ 0,05	≤ 0,05	≤ 0,09

Tabella 10 - Caratteristiche meccaniche e chimiche delle barre per tiranti, bulloni e dadi in accordo alle direttive ANIDEL del 1961 [3]

Tipo di acciaio	Prova di trazione				Prova di resilienza	
	R kg/mm ²	s_{min} kg/mm ²	A_5_{min} % per spessori fino a mm		K_{min} kgm/cm ² per spessori fino a mm	
			40	120	40	120
A 37 UNI 743	37 ÷ 45	—	25	22,5	6	5
Aq 42 UNI 743	42 ÷ 50	23	25	22,5	7	6
Aq 50 UNI 743	50 ÷ 60	27	22	19,5	4	3
Aq 60 UNI 743	60 ÷ 70	31	17	14,5	3	2
—	≥ 80	55	14		8	

Tabella 11 - Caratteristiche meccaniche e chimiche degli acciai per tubi senza saldatura in accordo alle direttive ANIDEL del 1961 [3]

Tipo di acciaio	Prova di trazione			Prova di resilienza K min kgm/cm ²	Analisi chimica			
	R kg/mm ²	s min kg/mm ²	A ₅ min %		C %	S %	P %	S + P %
—	35 ÷ 45	21	28	5	—	≤ 0,04	≤ 0,04	≤ 0,07
—	45 ÷ 55	24	23	5	—	≤ 0,04	≤ 0,04	≤ 0,07
—	≥ 55	36	21	5	≤ 0,25	≤ 0,04	≤ 0,04	≤ 0,07

Tabella 12 - Caratteristiche delle lamiere di acciaio per la fornitura di condotte forzate degli impianti ENEL

Tipo di acciaio	Spessore di lamiera (1) mm	Prova di trazione (2)			Prova di piegamento (2) α = 180°	Prova di resilienza (2)		Analisi chimica di colata (3)					
		Carico unitario di rottura R kg/mm ²	Carico unitario di snervamento R _s min kg/mm ²	Allungamento A min %	Diametro standard D mm	In senso trasversale	In senso longitudinale	C max %	Mn max %	Si max %	S max %	P max %	Al total min %
						KCU min kgm/cm ²	KCV (4) 30/-20 min kgm/cm ²						
CF 42	5 - 16 16 - 30 30 - 50 50 - 60	42 ÷ 52	28 27 27 26	25 25 25 23	2 a	5	5	0,18	1,20	0,35	0,035	0,030	0,01
CF 48	5 - 16 16 - 30 30 - 50 50 - 60	48 ÷ 58	33 32 32 31	24 24 24 22	2 a	5	5	0,20	1,40 ⁽⁵⁾ 1,40 ⁽⁵⁾ 1,40 ⁽⁵⁾ 1,45 ⁽⁵⁾	0,35	0,035	0,030	0,01
CF 52	5 - 16 16 - 30 30 - 50 50 - 60	52 ÷ 62	37 36 36 35	23 23 23 21	3 a	5	5	0,20	1,50 ⁽⁶⁾ 1,50 ⁽⁶⁾ 1,50 ⁽⁶⁾ 1,55 ⁽⁶⁾	0,35	0,035	0,030	0,01
CF 56	5 - 16 16 - 30 30 - 50 50 - 60	56 ÷ 66	40 40 40 39	21 21 21 19	3,5 a	5	5	0,20	1,50 ⁽⁶⁾ 1,50 ⁽⁶⁾ 1,50 ⁽⁶⁾ 1,55 ⁽⁶⁾	0,40	0,035	0,030	0,01

Con la nazionalizzazione del settore dell'energia elettrica nel 1963, eccezion fatta per gli auto produttori, ENEL acquisì gran parte degli impianti idroelettrici, sia quelli già in esercizio sia quelli in costruzione. Dal 1974 ENEL si è dotata di un capitolato tecnico per la fornitura di condotte forzate in acciaio che precisava i requisiti minimi riguardo:

1. Materiali da impiegare nella costruzione.
2. Direttive per il calcolo.
3. Modalità di esecuzione delle fasi realizzative.
4. Controlli in officina e in opera.

Tale capitolato diventò un documento di riferimento anche per i più importanti utilizzatori e costruttori di condotte forzate. In particolare, nel capitolato si richiede che le lamiere siano allo stato normalizzato mediante procedimento di laminazione a temperatura controllata. Vengono richiesti acciai di migliore qualità e si esclude l'impiego di acciai con caratteristiche inferiori a determinati valori (Tabella 12). Diventa obbligatorio prevedere il sovrappessore delle lamiere rispetto allo spessore minimo di calcolo come forma cautelare rispetto all'usura dei materiali. Vengono definiti una serie di vincoli realizzativi e tolleranze durante il montaggio e la successiva messa in opera della condotta.

Per i controlli in officina e in opera viene definita la figura del "collaudatore" che ha la possibilità di sancire la non accettazione dei materiali e dei processi che si dovessero rilevare non adeguati. I controlli e le prove su materiali e processi speciali, quali la saldatura, sono aggiornati di pari passo con l'emanazione di nuove norme tecniche e procedure di controllo.

Nel 1985 entra in vigore il decreto del Ministero dei Lavori Pubblici del 12 dicembre 1985 – "Norme Tecniche relative alle tubazioni" [4] e la relativa circolare del 20 marzo 1986 n. 27291. Il capitolato ENEL del 1974 già prescriveva caratteristiche degli acciai più restrittive e azioni di calcolo più cautelative rispetto al D.M. appena citato.

Nel 2002 è stata emanata la norma UNI EN 10224 – "Tubi e raccordi di acciaio non legato per il trasporto di liquidi acquosi inclusa l'acqua per il consumo umano" [5] e nel 2004 la norma UNI EN 10025 – "Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali" [6] che stabilisce i tipi di acciaio a uso strutturale (Tabella 13); da tale data le nuove condotte sono state realizzate con acciaio non legato. Per le condotte di piccolo diametro vale la norma UNI EN 10216-1 (2014) - "Tubi senza saldatura di acciaio per impieghi a pressione" [7].

Oggi i materiali da costruzione devono obbligatoriamente riportare la marchiatura CE, così come richiesto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni approvate dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti nel 2018 [8].

Tabella 13 - Caratteristiche meccaniche degli acciai [6]

Designazione		Grado di disossidazione	Sotto-gruppo ²⁾	Carico unitario di snervamento minimo R_{eH} in N/mm ² Spessore nominale in mm								Resistenza a trazione R_m in N/mm ² ¹⁾ Spessore nominale in mm			
Secondo EN 10027-1 ed ECISS IC 10	Secondo EN 10027-2			≤ 16	> 16 ≤ 40	> 40 ≤ 63	> 63 ≤ 80	> 80 ≤ 100	> 100 ≤ 150	> 150 ≤ 200	> 200 ≤ 250	< 3	≥ 3 ≤ 100	> 100 ≤ 150	> 150 ≤ 250
S185 ³⁾	1.0035	a scelta	BS	185	175	-	-	-	-	-	310+540	290+510	-	-	
S235JR ³⁾	1.0037	a scelta	BS	235	225	-	-	-	-	-	360+510	340+470	-	-	
S235JRG1 ³⁾	1.0036	FU	BS	235	225	-	-	-	-	-	360+510	340+470	-	-	
S235JRG2	1.0038	FN	BS	235	225	215	215	215	195	185	175	360+510	340+470	340+470	320+470
S235J0	1.0114	FN	QS	235	225	215	215	215	195	185	175	360+510	340+470	340+470	320+470
S235J2G3	1.0116	FF	QS	235	225	215	215	215	195	185	175	360+510	340+470	340+470	320+470
S235J2G4	1.0117	FF	QS	235	225	215	215	215	195	185	175	360+510	340+470	340+470	320+470
S275JR	1.0044	FN	BS	275	265	255	245	235	225	215	205	430+580	410+560	400+540	380+540
S275J0	1.0143	FN	QS	275	265	255	245	235	225	215	205	430+580	410+560	400+540	380+540
S275J2G3	1.0144	FF	QS	275	265	255	245	235	225	215	205	430+580	410+560	400+540	380+540
S275J2G4	1.0145	FF	QS	275	265	255	245	235	225	215	205	430+580	410+560	400+540	380+540
S355JR	1.0045	FN	BS	355	345	335	325	315	295	285	275	510+680	490+630	470+630	450+630
S355J0	1.0553	FN	QS	355	345	335	325	315	295	285	275	510+680	490+630	470+630	450+630
S355J2G3	1.0570	FF	QS	355	345	335	325	315	295	285	275	510+680	490+630	470+630	450+630
S355J2G4	1.0577	FF	QS	355	345	335	325	315	295	285	275	510+680	490+630	470+630	450+630
S355K2G3	1.0595	FF	QS	355	345	335	325	315	295	285	275	510+680	490+630	470+630	450+630
S355K2G4	1.0596	FF	QS	355	345	335	325	315	295	285	275	510+680	490+630	470+630	450+630
E295 ⁴⁾	1.0050	FN	BS	295	285	275	265	255	245	235	225	490+660	470+610	450+610	440+610
E335 ⁴⁾	1.0060	FN	BS	335	325	315	305	295	275	265	255	590+770	570+710	550+710	540+710
E360 ⁴⁾	1.0070	FN	BS	360	355	345	335	325	305	295	285	690+900	670+830	650+830	640+830

1) I valori figuranti nel prospetto si applicano per provette longitudinali (l) per la prova di trazione. Per lamiere, nastri e larghi piatti di larghezza ≥ 600 mm vanno utilizzate provette trasversali (t).
2) BS = acciaio di base; QS = acciaio di qualità.
3) Disponibile soltanto in spessori nominali ≤ 25 mm.
4) Di norma questi acciai non vengono utilizzati per profilati (profilati ad U ed angolari).

(segue)

(seguito del prospetto)

Designazione		Grado di disossidazione	Sotto-gruppo ²⁾	Posizione delle provette ¹⁾	Allungamento minimo percentuale ¹⁾									
Secondo EN 10027-1 ed ECISS IC 10	Secondo EN 10027-2				$L_0 = 80$ mm Spessore nominale in mm					$L_0 = 5,65 \sqrt{S_0}$ Spessore nominale in mm				
					≤ 1	> 1 ≤ 1,5	> 1,5 ≤ 2	> 2 ≤ 2,5	> 2,5 < 3	≥ 3 ≤ 40	> 40 ≤ 63	> 63 ≤ 100	> 100 ≤ 150	> 150 ≤ 250
S185 ³⁾	1.0035	a scelta	BS	l	10	11	12	13	14	16	18	20	22	25
S235JR ³⁾	1.0037	a scelta	BS	l	17	18	19	20	21	25	25	24	22	21
S235JRG1 ³⁾	1.0036	FU	BS	l	17	18	19	20	21	25	25	24	22	21
S235JRG2	1.0038	FN	BS	l	17	18	19	20	21	25	25	24	22	21
S235J0	1.0114	FN	QS	l	17	18	19	20	21	25	25	24	22	21
S235J2G3	1.0116	FF	QS	l	17	18	19	20	21	25	25	24	22	21
S235J2G4	1.0117	FF	QS	l	17	18	19	20	21	25	25	24	22	21
S275JR	1.0044	FN	BS	l	14	15	16	17	18	22	21	20	18	17
S275J0	1.0143	FN	QS	l	14	15	16	17	18	22	21	20	18	17
S275J2G3	1.0144	FF	QS	l	14	15	16	17	18	22	21	20	18	17
S275J2G4	1.0145	FF	QS	l	14	15	16	17	18	22	21	20	18	17
S355JR	1.0045	FN	BS	l	14	15	16	17	18	22	21	20	18	17
S355J0	1.0553	FN	QS	l	14	15	16	17	18	22	21	20	18	17
S355J2G3	1.0570	FF	QS	l	14	15	16	17	18	22	21	20	18	17
S355J2G4	1.0577	FF	QS	l	14	15	16	17	18	22	21	20	18	17
S355K2G3	1.0595	FF	QS	l	14	15	16	17	18	22	21	20	18	17
S355K2G4	1.0596	FF	QS	l	14	15	16	17	18	22	21	20	18	17
E295 ⁴⁾	1.0050	FN	BS	l	12	13	14	15	16	20	19	18	16	15
E335 ⁴⁾	1.0060	FN	BS	l	10	11	12	13	14	18	17	16	15	14
E360 ⁴⁾	1.0070	FN	BS	l	8	9	10	11	12	16	15	14	12	11
				t	6	7	8	9	10	14	13	12	11	10
				l	4	5	6	7	8	11	10	9	8	7
				t	3	4	5	6	7	10	9	8	7	6

1) I valori figuranti nel prospetto si applicano per provette longitudinali (l) per la prova di trazione. Per lamiere, nastri e larghi piatti di larghezza ≥ 600 mm vanno utilizzate provette trasversali (t).
2) BS = acciaio di base; QS = acciaio di qualità.
3) Disponibile soltanto in spessori nominali ≤ 25 mm.
4) Di norma questi acciai non vengono utilizzati per profilati (profilati ad U ed angolari).

2.1.1.2.7 Tipologie di giunzione circonferenziale dei tubi in opera e loro efficienza

I giunti delle tubazioni possono essere saldati o flangiati.

I giunti saldati possono essere a bicchiere (sferico per un Diametro Nominale DN ≥ 150 mm o cilindrico per DN ≤ 125 mm) o giunti saldati di testa (Figura 17). Le sequenze di esecuzione delle saldature sono dettate da aspetti ambientali, dalla presenza di impedimenti, dall'eventuale tipo di bloccaggio.

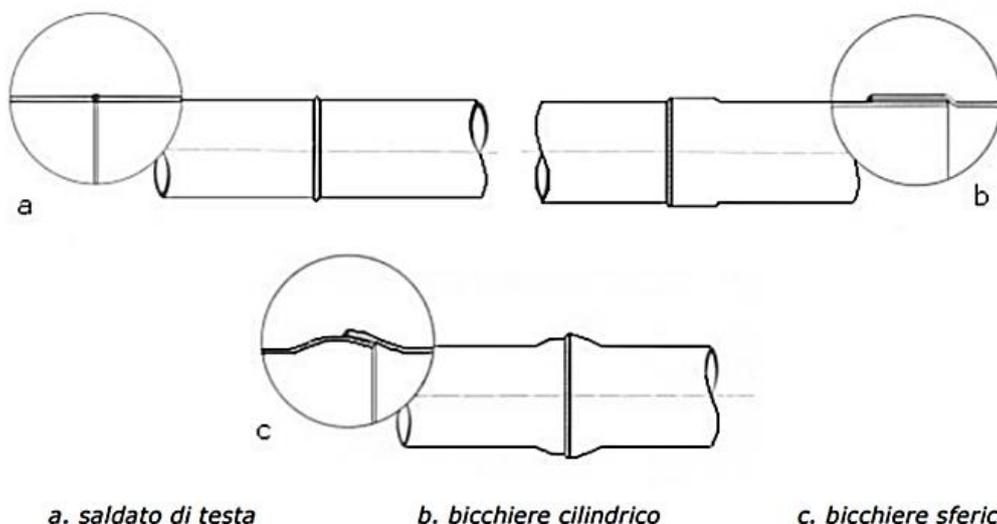


Figura 17 - Giunti saldati [9]

Il giunto sferico consente, durante la fase di montaggio, deviazioni plano-altimetriche fino a 4-5° ma è generalmente impiegato solo per impianti di bassa-media caduta. I ripristini di verniciatura dei giunti a bicchiere vengono generalmente realizzati tramite l'impiego di bande termorestringenti.

L'installazione di tubi in galleria predisposti per essere inghisati con la roccia richiede accorgimenti particolari. Poiché la distanza fra tubo e parete rocciosa è limitata e non permette quasi mai l'accesso ai saldatori, in questi casi si ricorre all'installazione sulla estremità della virola di valle di un piattino che sporge per circa 40 mm. Dopo aver infilato il tubo superiore si esegue la saldatura di unione dei lembi dall'interno. Il piattino offre un sostegno per la prima passata e una protezione dall'aria del bagno di saldatura.

In base alla tipologia di giunzione è necessario introdurre dei fattori che tengano conto dell'efficienza dei giunti stessi.

I giunti flangiati vengono solitamente impiegati per l'inserimento di pezzi speciali (valvole, giunti di smontaggio, organi di sicurezza e intercettazione ecc.). In questi casi è necessario curare con attenzione il tipo di guarnizioni e la coppia di serraggio dei tiranti di accoppiamento.

2.1.1.2.7.1 Efficienza delle giunzioni

Efficienza delle saldature a gas ed elettriche

In accordo alla norma EN 12445-3:2002 per i sistemi in pressione va impiegato un differente coefficiente di efficienza della saldatura a seconda della tipologia di controlli che vengono eseguiti sulla saldatura stessa in accordo alla EN 13445-5:2002 *Clauses* 6 (Tabella 14, Tabella 15).

Un approccio analogo viene seguito anche dalle specifiche ENEL MID12 [10] che prevedono che si impieghi un coefficiente di efficienza uguale a 1 per le saldature a completa penetrazione, a condizione che le caratteristiche meccaniche del materiale d'apporto non siano inferiori a quelle del materiale base (qualifica del procedimento di saldatura) e che le virole prese singolarmente e la condotta nel suo insieme siano provate idraulicamente. Le saldature devono essere controllate come da normativa.

Tabella 14 – Coefficienti Z di efficienza della saldatura a seconda del *Testing Group* in accordo alla norma EN 13445-5:2002 *Issues* 6 (Tabella 5.6.1 EN 13445:3-2002 *Issue* 1)

z	1	0,85	0,7
Testing Group	1, 2	3	4

Tabella 15 – Testing group for steel pressure vessels

Requirements	Testing group ^a						
	1a	1 1b	2a	2 2b	3a	3 3b	4 ^{b,j}
Permitted materials ^g	1 to 10	1.1, 1.2, 8.1	8.2, 9.1, 9.2, 9.3, 10	1.1, 1.2, 8.1	8.2, 9.1, 9.2, 10	1.1, 1.2, 8.1	1.1, 8.1
Extent of NDT for governing welded joints ^{e,h}	100 %	100 %	100 % - 10% _d	100 % - 10% _d	25 %	10 %	0 % ^k
NDT of other welds	Defined for each type of weld in Table 6.6.2-1						
Joint coefficient	1	1	1	1	0,85	0,85	0,7
Maximum thickness for which specific materials are permitted	Unlimited ^f	Unlimited ^f	30 mm for groups 9.1, 9.2 16 mm for groups 9.3, 8.2, 10	50 mm for groups 1.1, 8.1 35 mm for group 1.2	30 mm for groups 9.2, 9.1 16 mm for groups 8.2, 10	50 mm for groups 1.1, 8.1 30 mm for group 1.2	16 mm for groups 1.1, 8.1
Welding process	Unlimited ^f	Unlimited ^f	Fully mechanised welding only ^c		Unlimited ^f	Unlimited ^f	Unlimited ^f
Service temperature range	Unlimited ^f	Unlimited ^f	Unlimited ^f	Unlimited ^f	Unlimited ^f		Limited to (-10 to +300) °C for group 1.1, (-105 to +300) °C for group 8.1

^a All testing groups shall require 100 % visual inspection
^b Testing group 4 shall be applicable only for:
- Group 2 fluids; and
- $P_S \leq 20$ bar; and
- $P_S V \leq 20\,000$ bar-L above 100 °C; or $P_S V \leq 50\,000$ bar-L if temperature is equal or less than 100 °C; and
- maximum number of full pressure cycles less than 500.
If this testing group 4 is chosen, then a higher pressure test (see clause 10) and a lower nominal design stress (See EN 13445-3:2009) shall be used
^c Fully mechanised and/or automatic welding process (See EN 1418:1997).
^d First figure: initially, second figure: after satisfactory experience. For definition of "satisfactory experience", see 6.6.1.2.4
^e Testing details are given in Table 6.6.2-1
^f Unlimited means no additional restriction due to testing. The limitations mentioned in the table are limitations imposed by testing. Other limitations given in the various clauses of the standard (such as design, or material limitations, etc.) shall also be taken into account.
^g See EN 13445-2:2009 for permitted materials.
^h The percentage relates to the percentage of welds of each individual vessel
ⁱ 30 mm for group 8.2 material is allowed if delta ferrite containing welding consumables are used for depositing filling passes up to but not including the capping run.
^j Limited to single compartment vessels and single material group.
^k except for assembly of a conical shell to a cylindrical shell without knuckle (large end of the cone) for which MT or PT shall be 100 %

Efficienza delle chiodature

Secondo le Linee Guida ASCE [11] i coefficienti che denotano l'efficienza delle giunzioni variano da 0,57 a 0,96. Una riduzione dell'efficienza del giunto rispetto a quanto previsto in progetto può essere causata da un non corretto montaggio del chiodo o da corrosione del gambo del chiodo stesso o dei fori. Un consumo della testa del chiodo indica anche una possibile perdita di spessore della lamiera.

Efficienza delle saldature bollite

I problemi con le giunzioni saldate per bollitura consistono in una variabilità dell'efficienza del giunto o in un possibile fenomeno di corrosione accelerata del giunto stesso. Secondo le Linee Guida ASCE [11] i coefficienti adottati vanno da 0,95 per condotte a basso carico a 0,85 per alti carichi. Occorre sottolineare che l'efficienza è direttamente correlata alla qualità dell'esecuzione della saldatura stessa. La temperatura di riscaldamento libera ossidi nel giunto; se questi non sono adeguatamente rimossi, la pressatura non ottiene una corretta saldatura. Le norme in vigore nei primi decenni del 900 richiedevano

in modo più generale che la sollecitazione massima nell'acciaio della condotta non fosse superiore a $8,5 \text{ kg/mm}^2$.

2.1.2 Condotte in c.a.

2.1.2.1 Cenni storici sulle condotte in c.a.

In Italia le condotte in calcestruzzo armato hanno cominciato a diffondersi verso la fine del 1800 (Figura 18), parallelamente alla diffusione dell'uso dei manufatti in cemento armato.

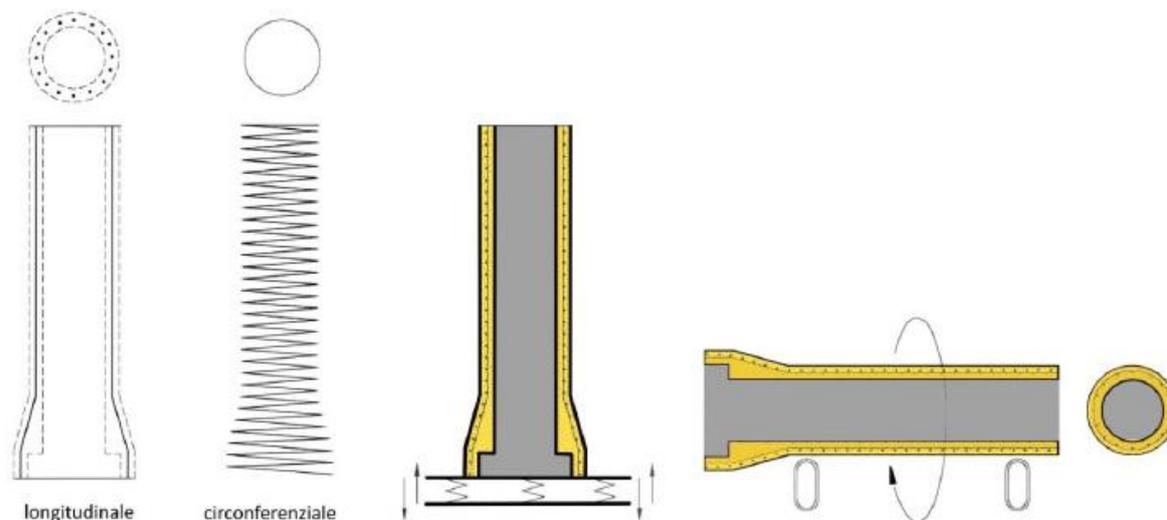


Figura 18 - Costruzione tubi in cemento armato ordinario [9]

I primi tubi in calcestruzzo ordinario furono immessi nel mercato italiano a partire dai primi anni del secolo scorso, dalla Società Vianini di Roma che ne aveva messo a punto i sistemi di fabbricazione industriale mediante centrifugazione, pervenendo nel 1909 al conseguimento dei primi brevetti.

Un particolare tipo di tubo in cemento armato ordinario (c.a.o.) è rappresentato dai tubi Bonna che sono realizzati con l'aggiunta di un cilindro di lamierino di acciaio, dello spessore minimo di 2 mm, con le estremità rinforzate da anelli di lamiera conformati, in una delle due estremità, a bicchiere (Figura 19). Esternamente il tubo è armato con barre longitudinali e trasversalmente con armatura a elica e rivestito con calcestruzzo per uno spessore non inferiore a 2,5 cm; il rivestimento interno, per piccoli spessori e diametri modesti, è di calcestruzzo semplice applicato per centrifugazione; per grandi diametri viene posta anche un'armatura interna.

Successivamente i diritti di sfruttamento del brevetto furono acquistati da importanti Società di diversi paesi europei che a loro volta dettero inizio ad una notevole attività con lo stesso metodo della centrifugazione; in Italia nel periodo 1912–1915 oltre 150 km di tali tubi furono impiegati in varie diramazioni dell'Acquedotto Pugliese, destinate ad alimentare tutti i centri abitati a nord di Bari e, in parte, la stessa città di Bari.

Negli anni 1925–1931 furono posti in opera altri 100 km circa di tubi, con cui furono realizzate altre importanti diramazioni dell'Acquedotto Pugliese e, in particolare, i rami Adriatico e Jonico del Grande Sifone Leccese.

I tubi in cemento armato precompresso (c.a.p.) fecero invece la loro apparizione agli inizi degli anni '30. Le prime applicazioni di tali tubi in Italia si ebbero nel 1934 con la realizzazione dell'Acquedotto Industriale del Neto per conto degli Stabilimenti Montecatini di Crotone: si trattava di tubi del diametro di 800 mm, in elementi lunghi tre metri e mezzo, con estremità a cordone e bicchiere, collaudati in opera a 10 atm, per una lunghezza di 1850 m.

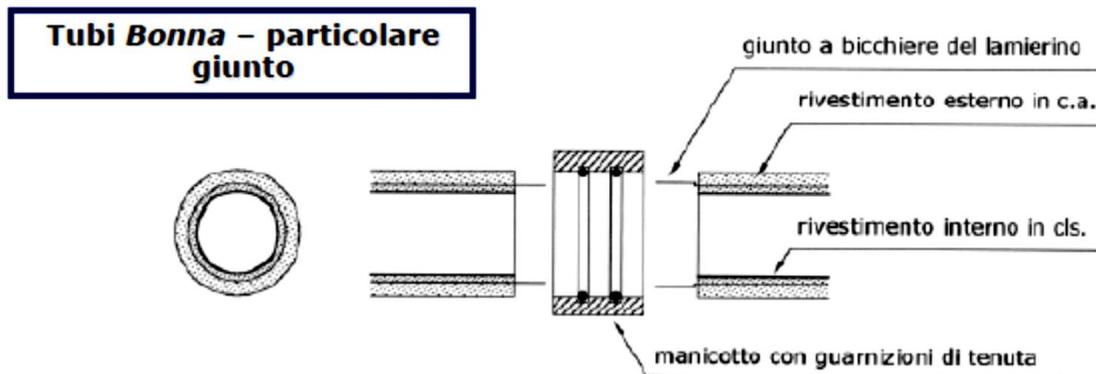


Figura 19 – Particolare del giunto dei tubi Bonna

La tecnologia dei tubi in calcestruzzo precompressi vide la realizzazione negli anni '50 delle condotte forzate per gli impianti idroelettrici di Predazzo in Trentino e di S. Antonio in Alto Adige con tubi di diametri 1.900÷2.100 mm e pressione da 6 a 28 atm, nonché dell'Acquedotto del Peschiera, a Roma, con tubi di diametro 2.000 mm e pressione di 14 atm.

In definitiva, a tutt'oggi, nel nostro Paese, risultano realizzati approssimativamente oltre 2.500 km di condotte in pressione con tubi in c.a.o. e c.a.p., con una significativa presenza di diametri medio-alti compresi tra 1.800 e 3.000 mm.

2.1.2.2 Tecnologie di costruzione e tipologie

La tecnologia più diffusa per la fabbricazione di tubi in cemento armato ordinario e dei nuclei dei tubi in c.a.p. è quella della centrifugazione (integrata o meno da rullatura) ottenuta per rotazione di stampi entro i quali sia stata preliminarmente posizionata la gabbia dell'armatura.

Una volta messo in rotazione l'insieme, il calcestruzzo viene uniformemente distribuito nello stampo da un nastro trasportatore e costipato per effetto della centrifugazione che, in particolari sistemi di fabbricazione, è accompagnata da una forte azione di compattazione ottenuta per mezzo di un asse di rullatura disposto all'interno dello stampo (Figura 20).

Per quanto riguarda i tubi in c.a.p. nel nostro Paese sono prevalenti i tubi a struttura composita, con nucleo prefabbricato appunto per centrifugazione (con o senza rullatura) sul quale, una volta stagionato, viene avvolta la spirale di precompressione trasversale che viene successivamente protetta da un rivestimento cementizio con sovrapposto manto bituminoso.

Il nucleo è altresì precompresso longitudinalmente mediante tiranti pretesi annegati nello spessore di parete.

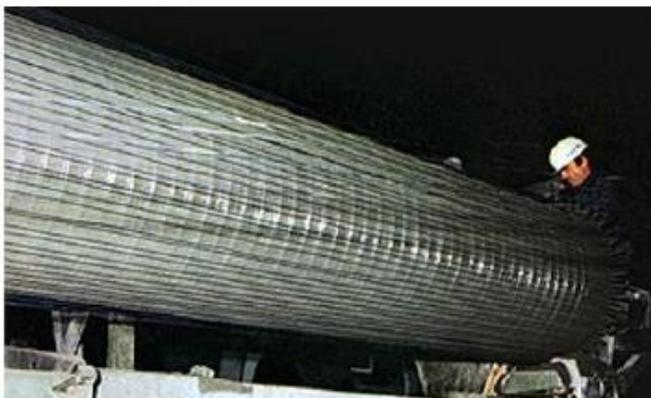


Figura 20 – Tubo in c.a.p. con armatura longitudinale e circonferenziale [9]

Recentemente il settore dei tubi in calcestruzzo ordinario si è arricchito di un nuovo tipo di tubo - denominato TAD (Tubo ad Armatura Diffusa) - che si differenzia dalla corrente produzione per il fatto di avere le armature trasversali e longitudinali costituite da un elevatissimo numero di fili di acciaio, ad alta resistenza e di diametro assai ridotto, uniformemente distribuiti nello spessore di parete, nonché per il processo di fabbricazione che consiste essenzialmente nella proiezione di un calcestruzzo confezionato con inerti di piccola pezzatura su un mandrino metallico rotante sul quale si avvolgono elicoidalmente i fili (Figura 21).



Figura 21 – Tubi ad armatura diffusa in costruzione [12]

La diffusione dell'armatura dà luogo alla formazione di un materiale composito dotato di particolari caratteristiche di resistenza specie nei confronti delle sollecitazioni di trazione tali da qualificarli per l'impiego a pressioni di esercizio anche abbastanza elevate, per le quali sarebbe stato necessario impiegare tubi in calcestruzzo precompresso ovvero in acciaio.

Un tipo di condotta in calcestruzzo con prestazioni ancora più elevate è quello dei tubi precompressi con cilindro metallico incorporato, studiati e sperimentati negli Stati Uniti d'America sin dagli anni '30 e utilizzati in larga scala nello stesso Paese e altrove da circa 50 anni.

I tubi in argomento sono i "*Prestressed Concrete Pressure Pipes, Embedded Steel Cylinder Type*" (tubi per condotte in pressione in calcestruzzo precompresso, del tipo con cilindro d'acciaio inglobato) di cui alle norme AWWA (*American Water Works Association*) C-301 [13], i cui primi impieghi risalgono al 1953 negli Stati Uniti dove, a tutt'oggi, risulta ne siano stati posati ben oltre 8.000 km con diametro massimo di 6.400 mm e pressioni massime oltre le 30 atm.

I tubi in oggetto sono costituiti da un nucleo in calcestruzzo, nel quale è inglobato un cilindro di lamiera metallica di piccolo spessore.

Alle estremità del cilindro sono saldati due robusti anelli metallici sagomati rispettivamente a bicchiere e cordone, quest'ultimo con un profilo adatto a consentire l'alloggiamento di un anello di gomma. Il tubo nucleo è precompresso trasversalmente con una spirale di filo di acciaio, protetta con rivestimento cementizio e manto bituminoso.

Una citazione, per tutte, di recente utilizzo delle tubazioni in c.a.p. è quella dell'Acquedotto del Sinni (Figura 22) che si sviluppa lungo l'arco ionico Basilicata-Puglia, e consta di una tubazione del diametro di 3000 mm lunga 116 km, di cui 46 in acciaio e 70 in cemento armato precompresso, cui ha fatto seguito in prosecuzione un'ulteriore canna di diametro 3.000/2.500 lunga 54 km, tutta in c.a. precompresso, destinata all'adduzione irrigua per il comprensorio dell'Arneo.



Figura 22 – Condotta in calcestruzzo del Sinni [12]

Uno dei particolari tipici delle condotte in calcestruzzo è, come detto, costituito dai giunti tra tubo e tubo. La tenuta è assicurata da un anello in gomma che deve avere una durezza determinata in funzione della pressione di esercizio da sopportare (Figura 23).

L'anello di tenuta deve poter assicurare la tenuta e consentire anche i piccoli movimenti conseguenti a piccoli cedimenti e alle piccole curvature che sono necessarie per seguire il profilo di posa.

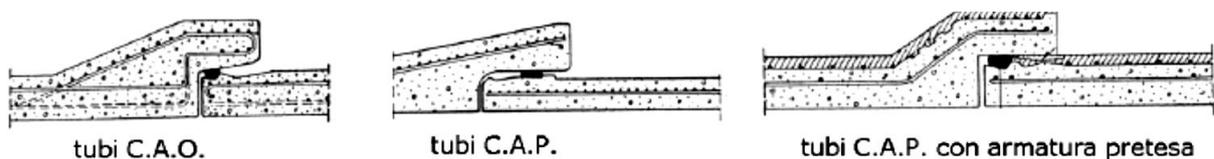


Figura 23 – Giunto a bicchiere con guarnizione elastomerica [9]

2.1.3 Condotte in ghisa

2.1.3.1 Cenni storici sulle condotte in ghisa

Già da qualche anno l'utilizzo della ghisa per tubazioni di diverso genere si è rilevato una soluzione valida, anche per il settore idroelettrico.

La continua innovazione del reparto produttivo nel settore delle tubazioni in ghisa ha fatto sì che la tecnologia abbia fatto passi molto importanti sia sotto il profilo della tenuta idraulica, raggiungendo pressioni anche elevate che nel montaggio, con notevoli ripercussioni sui costi e gli impatti ambientali.



Figura 24 – Tubazioni in ghisa

L'utilizzo dei primi tubi in ghisa per portare l'acqua a un castello sito in Germania, risale al 1450 circa. I primi tubi in ghisa, costruiti in Italia dal 1800, erano in ghisa grigia colata in sabbia (Figura 25).



Figura 25 – Tubo in ghisa colata in sabbia (anno 1850) [14]

L'evoluzione della produzione di condotte in ghisa sferoidale si può riassumere come segue:

- 1947 Nascita della tecnologia di tubazioni in ghisa.
- 1949 Primi prototipi di tubazione.
- 1960 Nascita dei giunti a bicchiere.
- 1975 Nascita dei giunti a bicchiere con tecnologia più avanzata anti sfilamento.
- 1980 Zincatura a spruzzo a caldo + rivestimento in bitume.
- 1982 Inizio rivestimento interno in malta di cemento per il trasporto di acqua.
- 2003 Ulteriore miglioramento dei giunti anti sfilamento.

Ad oggi le tubazioni in ghisa possono essere impiegate in diverse applicazioni.

Lo schema stratificato di una sezione delle tubazioni in ghisa è:

- Rivestimento esterno in poliuretano (minimo 120 μm).
- Zincatura a caldo (minimo 200 g/m^2).
- Ghisa duttile (spessore minimo 6 mm per classe di pressione k9).
- Rivestimento interno in malta di cemento adatto al trasporto di acqua potabile (3÷5 mm).

2.1.3.2 Ciclo di produzione delle tubazioni in ghisa

La fase iniziale del processo produttivo avviene nell'altoforno (Figura 26, sinistra) dove viene prodotto il metallo liquido. Questo viene poi corretto chimicamente in un forno a induzione tramite l'aggiunta di una quantità opportuna di scarti metallici. Il metallo fuso viene poi versato in un convertitore dove si procede alla sua correzione con Magnesio, Calcio silicato per consentirne la sferoidizzazione. Il prodotto finale che si ottiene è la ghisa sferoidale che viene versata nella macchina centrifuga attraverso una siviera.

Successivamente la cassa viene raffreddata tramite acqua che scorre all'interno di un rivestimento, che contribuisce a solidificare il metallo fuso nella forma finale del tubo. Il tubo viene poi prelevato quindi da un estrattore che lo conduce al forno di ricottura (Figura 26, destra).

La ricottura è un trattamento termico dove si alterano i legami chimici di un metallo per conferirgli migliori proprietà meccaniche (Figura 27). Il processo serve a incrementare la duttilità, intenerire il materiale, attenuare gli sforzi interni e distendere la struttura per renderla più omogenea, agevolando le lavorazioni a freddo.



Figura 26 – Fase iniziale di produzione delle tubazioni in ghisa nell'altoforno (sinistra) e fase di raffreddamento (destra)



Figura 27 – Fasi di ricottura delle tubazioni in ghisa

Conclusa la ricottura si avvia il processo di metallizzazione: consistente nella fusione dello Zn o Zn-Al tramite un arco voltaico che, con l'aiuto di un getto d'aria, aderisce alla superficie del tubo. Il risultato è una forte resistenza all'aggressione elettrochimica del terreno.

Tutti i tubi sono soggetti a prova idraulica. Al fine di accertarsi dell'assenza di imperfezioni ogni tubo è poi sottoposto ai controlli di:

- Condizioni della superficie.
- Ovalizzazione con calibri tarati.
- Diametro con calibri tarati.
- Rettilinearità tramite ispezione visiva.

Si procede poi all'applicazione del rivestimento interno in malta cementizia (Figura 28) attraverso una manica mentre il tubo viene messo lentamente in rotazione. I tubi sono poi soggetti a centrifugazione e vibrazione assiale per distribuire la malta in modo omogeneo lungo la canna; successivamente avviene il controllo degli spessori.

Per consentire il processo di presa la malta necessita di un adeguato tempo di stagionatura. Infine si procede alla verniciatura e alla marcatura di ogni tubo.



Figura 28 – Applicazione del rivestimento in cemento

2.1.3.3 Caratteristiche meccaniche della ghisa

La Figura 29 evidenzia la profonda differenza in termini di composizione chimica e di resistenza meccanica tra la ghisa “grigia” nella quale il carbonio è presente sotto forma di lamelle e la ghisa “sferoidale” nella quale il carbonio è contenuto sotto forma di sfere la cui formazione si ottiene principalmente con l’aggiunta di piccole quantità di magnesio (0,04 – 0,08%) o cerio (0,005%). In Tabella 16 si riportano le principali caratteristiche meccaniche della ghisa sferoidale, l’unica con caratteristiche di duttilità.

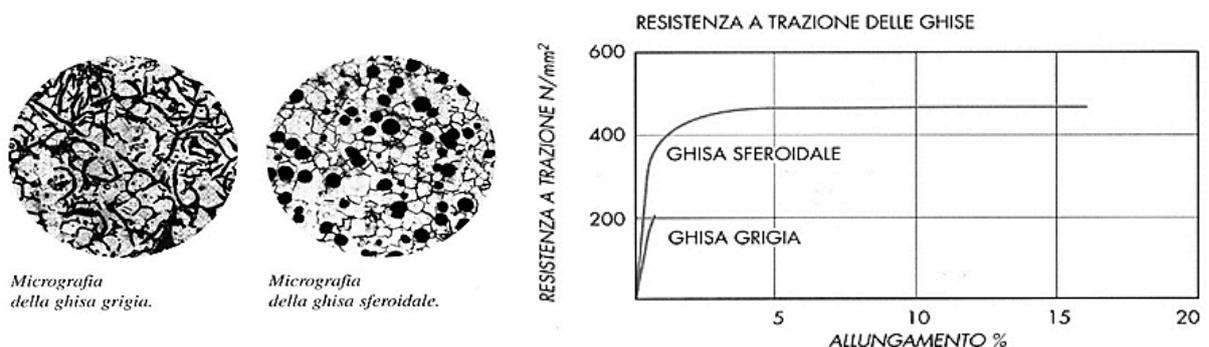


Figura 29 – Composizione chimica (sinistra) e resistenza meccanica (grafico a destra) della ghisa grigia e sferoidale

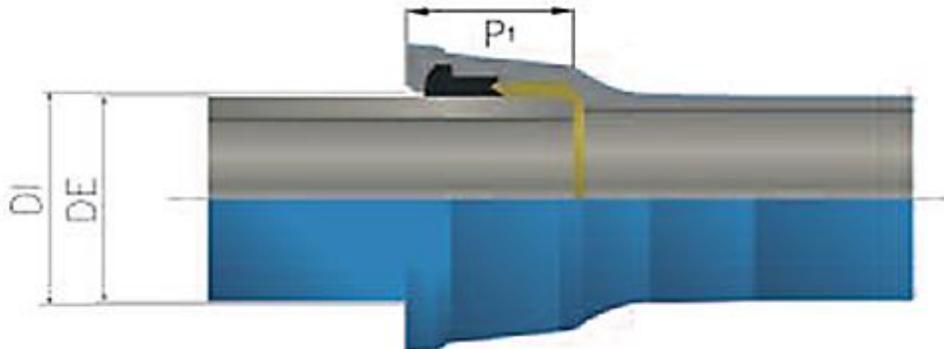
Tabella 16 – Caratteristiche meccaniche della ghisa

Caratteristiche del materiale		
Resistenza a trazione	420	MPa
0,2% Limite di elasticità	300	MPa
Allungamento a rottura	10	%
Resistenza a compressione	900	MPa
Modulo Elastico	170 000	MPa
Resistenza allo scoppio	300	MPa
Resistenza a compressione con carico di punta	550	MPa
Resistenza a flessione longitudinale	420	MPa
Ampiezza di oscillazione	135	MPa
Coefficiente medio di allungamento termico longitudinale	$10 \cdot 10^{-6}$	m/m · K
Conducibilità termica	0,42	W/cm · K
Calore specifico	0,55	J/g · K

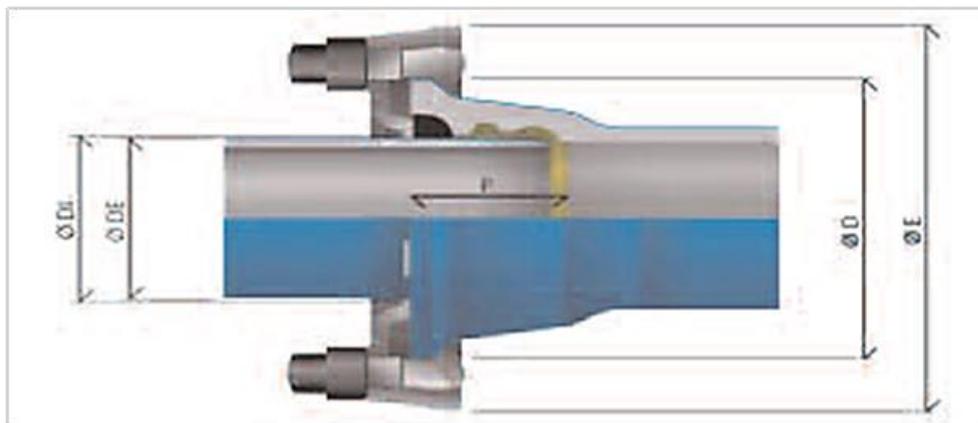
Il comportamento meccanico delle tubazioni è legato alle caratteristiche di resistenza delle stesse ma anche alle modalità di posa. In caso di condotte interrate occorre sempre verificare l'ovalizzazione della sezione.

I sistemi di giunto a bicchiere, definiti in funzione della norma di riferimento, vengono di seguito riepilogati nelle seguenti tipologie:

- UNI 9163, DIN 28603 – Giunto elastico automatico



- EX UNI 9164 – Giunto elastico a serraggio meccanico



Le prestazioni idrauliche delle tubazioni variano in funzione del tipo di rivestimento in malta di cemento applicato, in funzione del coefficiente di scabrezza pari a 0.1 mm (formula di Colebrook) corrispondente circa a $K = 105$ (formula di Manning Strickler) e del valore del coefficiente di scabrezza che si mantiene sostanzialmente stabile nel tempo.

Particolare attenzione dovrà essere posta nei confronti della resistenza all'insorgere della corrosione esterna, prevedendo un elemento di protezione attiva realizzato con un rivestimento di Zinco o Zn-Al. I principali metodi di protezione alla corrosione esterna possono essere la passivazione della superficie o l'auto-cicatizzazione delle lesioni per effetto galvanico.

Le tempistiche di posa sono più agevoli per l'assenza di saldature (Figura 30).

Non essendo necessarie saldature in opera, l'installazione può essere eseguita indipendentemente dalle condizioni atmosferiche. La disponibilità di verghe di lunghezza (4-6 m) e di elementi di raccordo (da 2° a 5°) facilitano le procedure di posa.

La vita utile di una condotta in ghisa è di circa 50 anni di utilizzo.



Figura 30 – Posa di una condotta in ghisa

2.1.4 Condotte in materiale plastico

2.1.4.1 Condotte in PEAD

Il polietilene ad alta densità (PEAD) è una resina termoplastica prodotta dalla polimerizzazione dell'etilene a bassa pressione. I tubi di PEAD sono prodotti per estrusione a caldo e sono giuntati con diverse tecniche:

- Saldatura testa-testa a piatto caldo (UNI 10520): le superfici da saldare vengono regolarizzate, pulite e allineate in modo tale che il disassamento sia inferiore al 10% dello spessore del tubo. Appositi posizionatori bloccano i tubi e tra le testate viene inserita una termo piastra. Il tempo di riscaldamento delle testate dipende dallo spessore del tubo. Quando viene rimosso il piatto caldo, le testate vengono accostate e compresse tra loro per un tempo funzione ancora dello spessore dei tubi. Il tempo di saldatura varia da 10 minuti per DN di 110 mm a 28 minuti per DN di 160 mm. Il tempo di raffreddamento è dello stesso ordine del tempo di saldatura.
- Saldatura per termofusione: è effettuata mediante un manicotto con resistenza incorporata che viene collegato a una saldatrice. Il tempo di saldatura dipende dal diametro e dallo spessore dei tubi. Anche in questo caso le testate devono essere piane e ortogonali all'asse del tubo e pulite da eventuali strati di ossidazione. Durante la saldatura la resistenza è portata a una temperatura di circa 235°C; il tubo tende a espandersi mentre le zone fredde del raccordo fanno solidificare il propilene fuso che tende a uscire. Il procedimento dura circa 20 minuti. Con questo procedimento si saldano tubi di diametro compreso tra 20 mm e 1.200 mm. Per diametri superiori a 60 mm i tubi sono lunghi da 6 a 18 m.
- Processi meccanici: giunzione per frangitura con cartelle di appoggio saldate di testa e flange scorrevoli in acciaio con interposta una guarnizione toroidale e bulloni di serraggio oppure giunzione rapida a freddo realizzata con anelli di frettaggio e collari filettati in metallo o resina.

Questi tubi hanno un elevato coefficiente di dilatazione termica ($200 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$). Se le tubazioni subiscono un eccessivo riscaldamento o raffreddamento prima della posa, è indispensabile lasciare la

tubazione libera di dilatarsi e contrarsi alla temperatura di esercizio, prima di procedere a collegamenti con punti fissi o a rinterrati costipati.

2.1.4.2 Condotte in PRFV

I tubi di Poliestere Rinforzato con Fibre di Vetro (PRFV) sono costituiti da una matrice di resine termoindurenti di poliestere insaturo o vinilestere con inglobate fibre di vetro.

Le principali caratteristiche delle resine sono [15]: polimerizzazione a temperatura ambiente; bassa tossicità durante il maneggio e la polimerizzazione; alta resistenza chimica e buona adesione alle fibre di vetro. I tipi di vetro di rinforzo utilizzati sono: vetro “C” chimico-resistente e vetro “E” con elevate proprietà elettro-meccaniche (resistenza a trazione pari a 1.400 MPa e modulo di elasticità di 70 GPa).

Queste tubazioni sono prodotte avvolgendo elicoidalmente le fibre di vetro, impregnate di resina, su un mandrino rotante (Figura 31), oppure per centrifugazione in una cassaforma rotante contenente resina e fibre di vetro. Cambiando l'angolo di avvolgimento è possibile migliorare le proprietà meccaniche dei tubi.

Le tubazioni sono costituite da un minimo di tre strati, perfettamente aderenti tra loro e ciascuno con una funzione specifica. Lo strato interno (liner) a contatto con il fluido garantisce elevate prestazioni idrauliche, resistenza chimica alla corrosione e impermeabilità. Il liner ha spessori di circa 0,8÷1,2 mm. La superficie interna è particolarmente liscia rendendo minime le perdite di carico e il formarsi di incrostazioni. Lo strato intermedio garantisce un'elevata resistenza meccanica a carichi interni ed esterni e carichi termici. In questo strato possono essere inseriti aggregati di materiale granulare inerte o sabbia silicea per aumentare la rigidità trasversale dei tubi. Lo spessore dipende dalle condizioni di progetto. Lo strato esterno protegge le fibre dagli attacchi ambientali e dalla esposizione ai raggi solari. Il degrado nel tempo di queste tubazioni risulta così piuttosto contenuto.

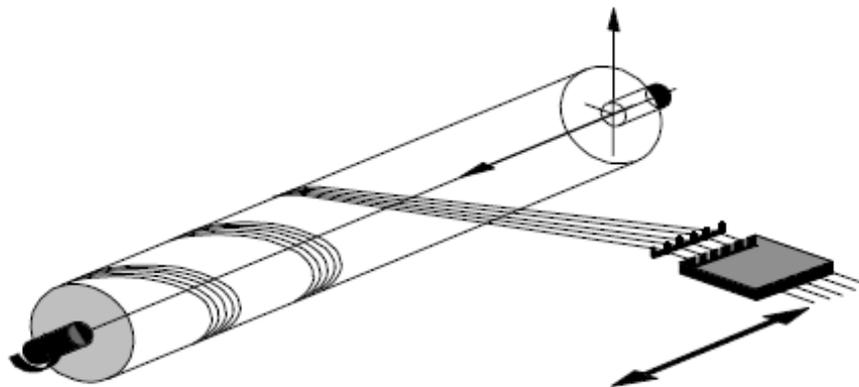


Figura 31 – Produzione di tubi PRFV mediante un mandrino rotante e un carrello di distribuzione delle fibre di vetro impregnate di resina [15]

Il PRFV ha un comportamento visco-elastico le cui caratteristiche meccaniche decadono in modo significativo solo per temperature elevate superiori a 80°C. Le tubazioni di PRFV sono utilizzate in presenza di pressioni medio-alte ma occorre tenere presente che il materiale ha un elevato coefficiente di Poisson.

I diametri dei tubi variano tra 50 mm a 4.000 mm e ciascun tubo è lungo da 6 a 12 m.

I giunti delle tubazioni possono essere non bloccati (resistono solo alla pressione interna) e bloccati (resistono anche a forze longitudinali). Nel primo caso i tubi hanno in genere una estremità a bicchiere con uno o due anelli di tenuta di gomma elastomerica. Subito dopo l'assemblaggio è possibile verificare la giunzione grazie a un nipplo inserito nel bicchiere tra gli anelli elastomerici (Figura 32).

In presenza di doppio O-ring è possibile avere una deviazione angolare, comunque inferiore a 0,5° per DN > 1.800 mm [15].

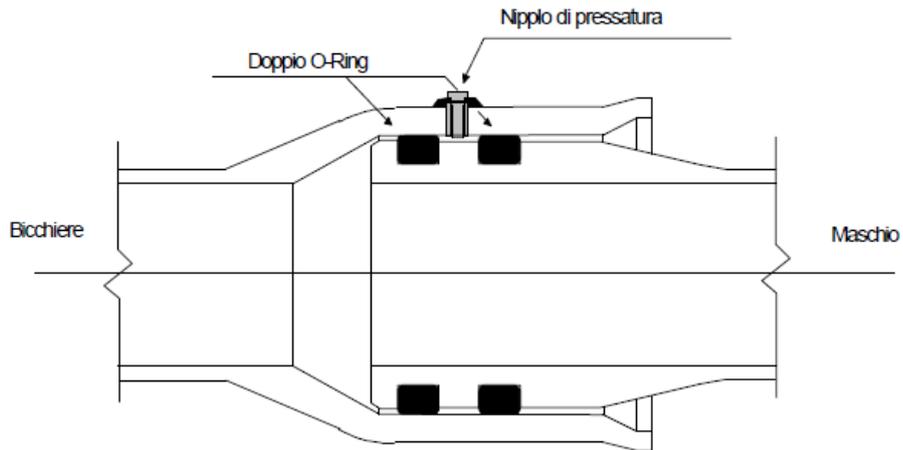


Figura 32 – Giunzione a bicchiere con due anelli elastomerici [15]

L'accoppiamento dei tubi può essere anche di tipo meccanico; la tenuta è garantita da guarnizioni che sono compresse sulle estremità dei tubi (Figura 33).

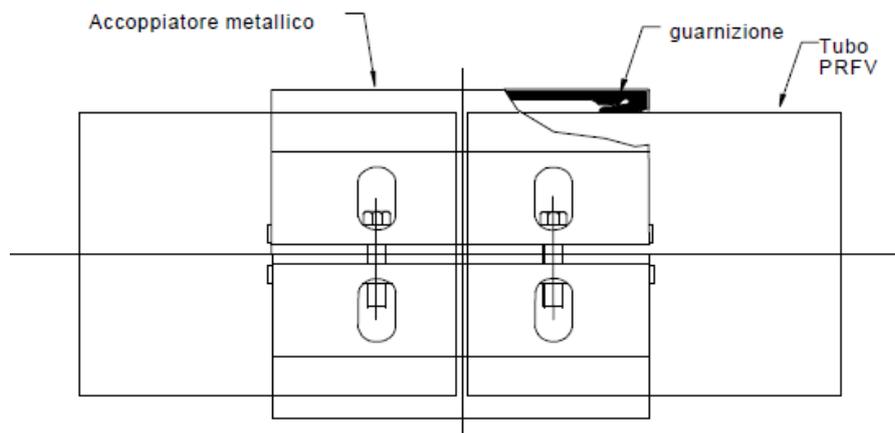


Figura 33 – Giunzione meccanica con guarnizioni [15]

I giunti bloccati sono a bicchiere con doppio O-ring e hanno un cavetto anti-sfilante di materiale plastico o metallico, resistente a taglio (Figura 34). Al crescere del diametro del tubo, diminuiscono le pressioni interne d'esercizio; p.es. per diametri da 1.300 a 3.000 mm si possono raggiungere pressioni interne di 10 bar [15]. Per installazioni fuori terra si usano sempre giunti bloccati, resistenti assialmente.

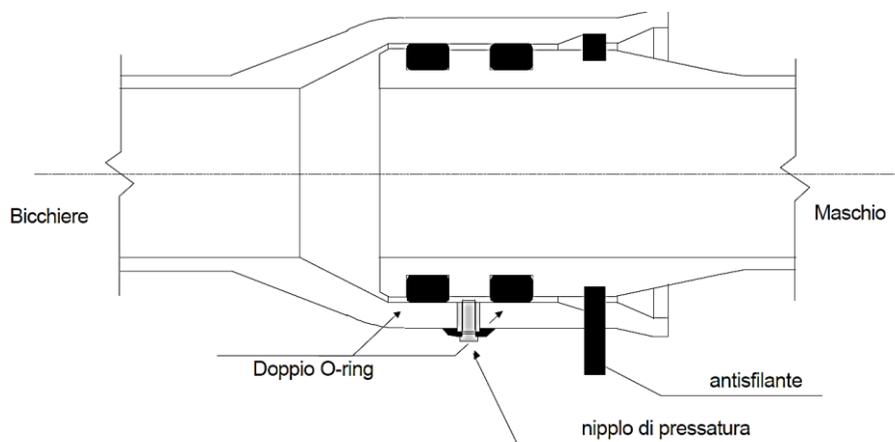


Figura 34 – Giunzione bloccata a bicchiere con doppio O-ring e cavetto anti-sfilante [15]

La giunzione dei giunti bloccati può essere anche effettuata con saldature testa-testa mediante stuoie di vetro impregnate di resina che sono laminate secondo un dato spessore t e lunghezza L per garantire la continuità delle caratteristiche meccaniche dei tubi in direzione assiale e circonferenziale (Figura 35).

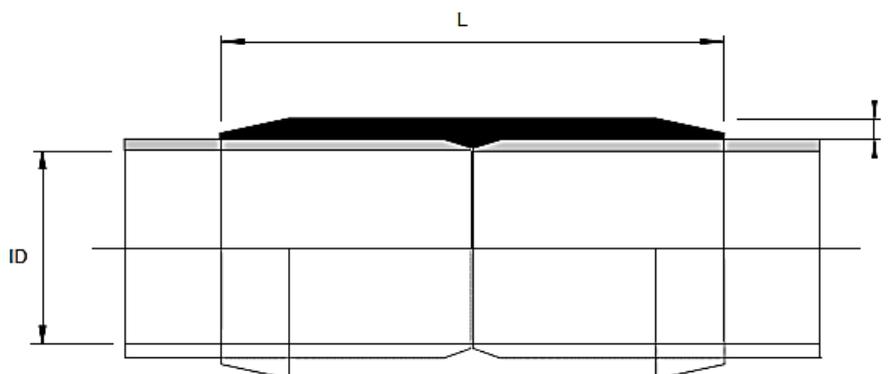


Figura 35 – Giunzione bloccata mediante saldatura testa-testa [15]

Infine, i giunti possono essere realizzati con flange fisse o con bocchelli con flangia libera in acciaio, garantendo la tenuta mediante guarnizioni piane elastomeriche. Per diametri superiori a 1.200 mm e pressioni interne maggiori di 10 bar si utilizzano in genere guarnizioni ad anello elastomerico alloggiato in cave ricavate sulla faccia piana della flangia.

I raccordi sono realizzati mediante procedimenti di stratificazione manuale (*hand lay-up*), stampaggio per contatto (*contact molding*) oppure mediante applicazione con pistola a spruzzo (*spray-up*) [15]. Anche i raccordi sono costituiti da tre strati come i tubi.

Le proprietà meccaniche di tubi di PRFV realizzati con un sistema di avvolgimento a fili con angolo di avvolgimento di 55° sono indicate in Tabella 17.

Tabella 17 – Proprietà meccaniche tipiche dei tubi e dei raccordi di PRFV [15]

Proprietà	Tubo	Raccordo	
Resistenza circonferenziale a trazione	220-250	110-150	N/mm ²
Resistenza assiale	110-130	110-150	N/mm ²
Resistenza circonferenziale a flessione	330-370	130-170	N/mm ²
Modulo elastico circonfer. a trazione (Eh)	20000-25000	9000-13000	N/mm ²
Modulo elastico assiale (EI)	10000-14000	9000-13000	N/mm ²
Modulo elastico circonfer. a flessione (Ef)	20000-25000	9000-13000	N/mm ²
Coeff. di Poisson per sforzo circonfer., ν_{hl}	0.5-0.55	0.3	---
Coeff. di Poisson per sforzo assiale, ν_{lh}	$\nu_{hl} * EI/Eh$	0.3	---

Questi tubi possono essere utilizzati in sistemi fuori terra o interrati.

I supporti dei tubi di PRFV fuori terra sono costituiti da collari di acciaio tra i quali si interpone una sella di PVC per consentire gli scorrimenti assiali (Figura 36) oppure una fascia in gomma per evitare le abrasioni. La freccia in mezzeria di ogni campata deve essere inferiore a 1/300 della lunghezza.

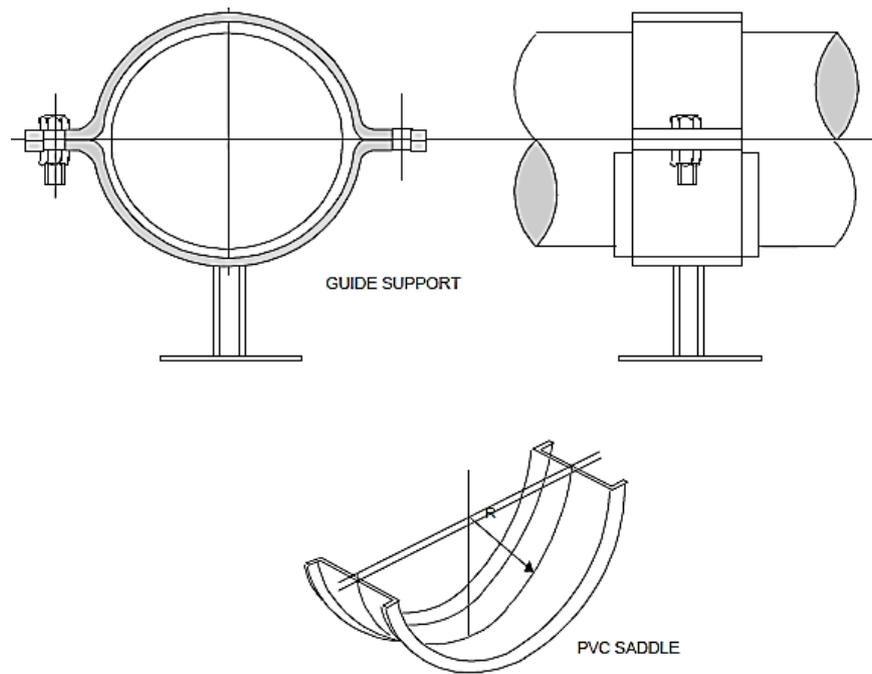


Figura 36 – Supporti dei tubi di PRFV aerei con sella di PVC [15]

Per linee lunghe o comunque soggette a sbalzi termici si devono utilizzare *loop* (i.e. archi di tubo compresi tra due punti fissi che si flettono per assecondare gli allungamenti della linea) o giunti di espansione.

Nei cambi di direzione i supporti devono impedire i movimenti laterali o le implosioni dei tubi.

Per i tubi interrati è opportuno selezionare una classe di rigidità adeguata per contenere l'ovalizzazione della sezione entro il 5%. In presenza di una falda d'acqua, il fondo della trincea deve essere stabilizzato prima di posare le tubazioni abbassando il livello d'acqua di circa 30 cm sotto il fondo del tubo. Il letto di posa deve avere uno spessore minimo di 150 mm e deve essere uniforme su tutta la lunghezza della tubazione. Il letto di posa e il rinterro devono essere costituiti da ghiaietto, roccia frantumata o sabbia con un contenuto di fini (i.e. passanti al setaccio ASTM 200 con dimensioni inferiori a 20 mm) inferiore al 12%.

Per i tubi interrati con giunti non bloccati è opportuno prevedere blocchi di ancoraggio di calcestruzzo in corrispondenza delle discontinuità (i.e. curve, riduzioni ecc.). I blocchi possono essere a gravità o a reazione (Figura 37).

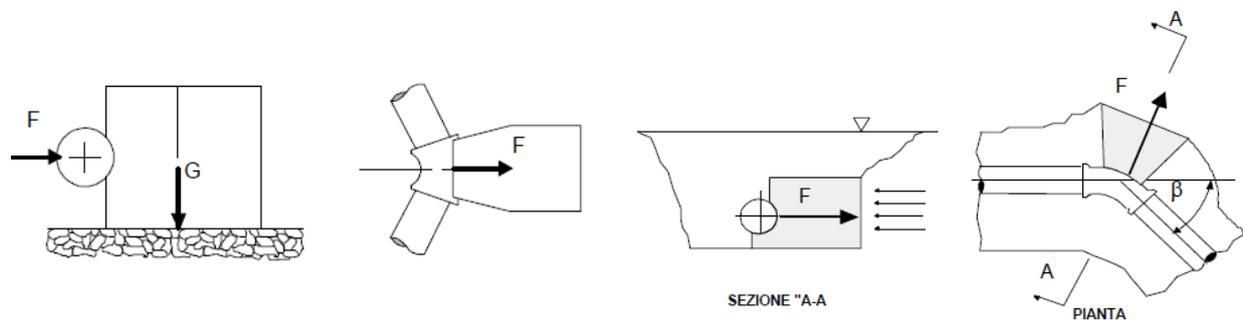


Figura 37 – Blocchi a gravità (sinistra) e a reazione (destra), vista frontale e in pianta [15]

In presenza di giunti scorrevoli (a bicchiere o manicotto) si realizzano blocchi d'ancoraggio di linea per controllare i movimenti della tubazione.

2.1.5 Condotte in legno

L'uso delle condotte forzate in legno risale a tempi anteriori a quelli dell'antico Egitto.

Sono state rinvenute condotte in legno installate 1500 o 2000 anni fa nel deserto libico ancora in buone condizioni. Queste condotte sono costituite da un tronco rettilineo con un foro centrale fatto con il fuoco. La stessa tipologia di condotta fu utilizzata in Germania, Russia, Inghilterra, Svezia e altri paesi.

Anche i romani fecero ampio uso di condotte in legno per trasportare l'acqua. Dopo essi, per secoli, il legno fu l'unico materiale impiegato per la costruzione di condotte.

I primi lavori di trasporto d'acqua in Inghilterra, fatti da una compagnia appositamente costituita nel 1619 per fornire acqua alla città, furono eseguiti con l'impiego di tubi formati da tronchi di olmo forati. Queste condotte furono utilizzate per 200 anni, prima di essere sostituite da quelle in ghisa.

In nord America il primo sistema acquedottistico fu installato nella città di Boston nel 1650. Le condutture principali erano costituite di tronchi forati che furono utilizzati sino al 1848. Condotte simili furono posate a New York City nel 1793.

I tubi in legno erano costituiti, appunto, da tronchi forati. L'equipaggiamento per eseguire i fori limitava, a quel tempo, il diametro dei fori e diminuiva la resistenza della condotta stessa.

Il guscio che rimaneva, senza rinforzi, era spesso per resistere alla pressione interna. Questo spessore, in caso di condotte principali soggette a pressioni modeste, impediva la completa saturazione del legno e comportava il deterioramento abbastanza rapido della parte esterna del tubo. I costruttori di condotte in legno capirono, solo nel 1921, che il legno stesso, solo quando sia costantemente saturo, è praticamente imputrescibile.

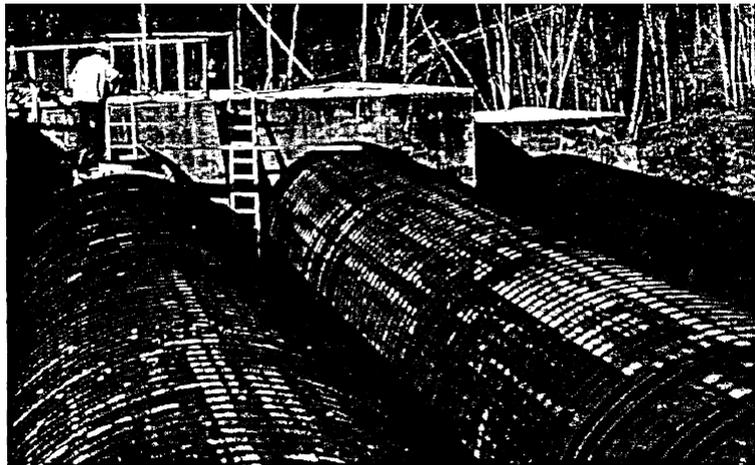


Figura 38 - Le vecchie condotte forzate in legno dell'impianto High Falls - USA

Il primo rinforzo della tubazione in legno consisteva in una bandella metallica piatta, avvolta con piccolo interasse, attorno ai tronchi forati, dopo che la loro superficie esterna era stata regolarizzata con diametro uniforme. Questa innovazione dava il vantaggio che il guscio poteva essere sottile abbastanza da essere completamente saturato dall'acqua in esso contenuta, assicurando così una maggiore durabilità del legno, mentre le bandelle metalliche assicuravano la resistenza.

Si passò poi a costruire tubazioni fatte con doghe in legno affiancate, fasciate con bandelle metalliche (Figura 39).



Figura 39 - Condotte in legno recenti

L'approvvigionamento idrico della città di Denver era assicurato da una rete lunga 100 miglia di condotte in legno. Le prime linee vennero messe in servizio nel 1886 e vi restarono per 30 anni. Questo tipo di condotta segnò il passaggio dai tronchi forati alle tubazioni costituite da tavole accostate. Le bandelle diventarono tondini di ferro che assicuravano sia la forma del tubo, sia la tenuta dei giunti.

Una particolarità delle condotte forzate in legno è quella che non necessitano di giunti di espansione data la modestia del valore del coefficiente di dilatazione.

In Figura 40 sono riportate le modalità costruttive di condotte in legno tutt'ora realizzate.

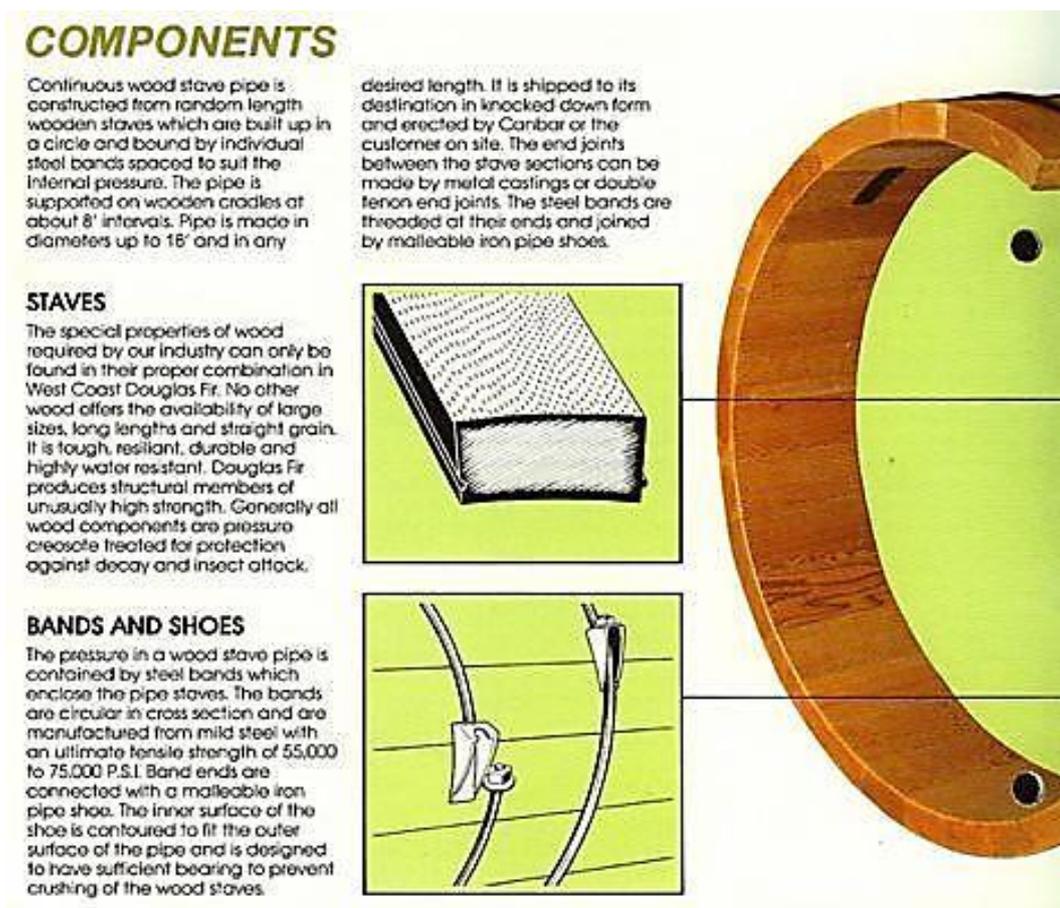


Figura 40 - Condotte in legno utilizzate attualmente realizzate con tavole accostate e rinforzate con tondini di ferro

2.2 Tipologia di posa in opera

2.2.1 Condotte interrata

Le condotte interrate, proprio per la loro caratteristica di non essere visibili, sono apprezzate per il loro ridotto impatto sull'ambiente esterno (Figura 41) ma hanno il grande svantaggio di rendere molto difficoltoso il controllo.

In questo caso, occorre considerare anche i carichi derivanti dal peso del terreno gravante sul tubo, dai sovraccarichi agenti sulla superficie del terreno stesso, dalla presenza eventuale di una falda, dalle reazioni laterali del terreno.

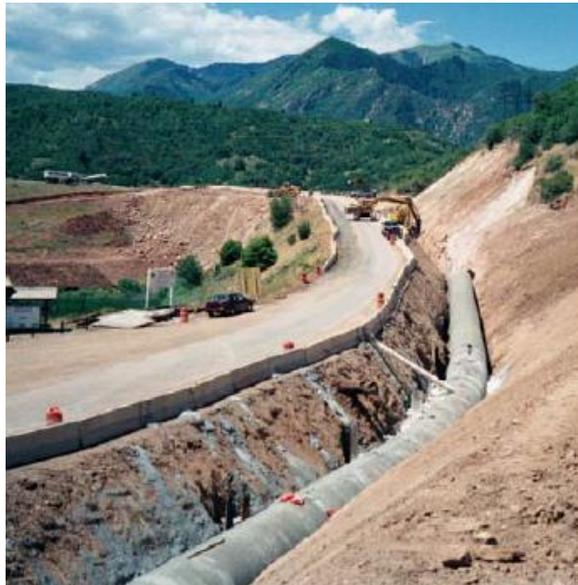


Figura 41 - Posa di una condotta interrata

Le sollecitazioni sulla condotta, dovute all'interramento, variano a seconda della modalità di posa (Figura 42). Si distinguono, infatti, la trincea larga e la trincea stretta in funzione della larghezza B dello scavo e la profondità H tra la superficie del terreno e l'estremo superiore della condotta (norma UNI 7517):

- Trincea stretta: $B \leq 2D$ con $H \geq 1,5 B$ oppure $2D \leq B \leq 3D$ con $H \geq 3,5 D$.
- Trincea larga: negli altri casi.

La differenza di carico sul tubo deriva dal fatto che nella trincea stretta la condotta è meno sollecitata poiché l'attrito che si crea tra pareti laterali e rinterro scarica in parte il peso del terreno sovrastante.

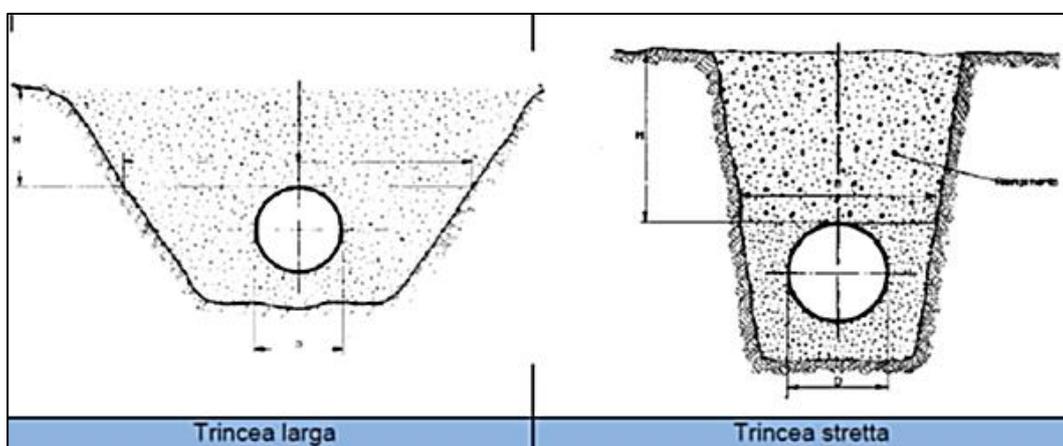


Figura 42 - Trincea larga e trincea stretta

L'azione dei carichi esterni agenti sul terrapieno e, conseguentemente, sul tubo può essere valutata col metodo di Boussinesq:

$$\sigma_z = \frac{3 \cdot P \cdot (\cos \theta)^3}{2 \cdot \pi \cdot R^2}$$

dove:

- P valore del carico concentrato;
- θ angolo tra la verticale passante per P e la retta congiungente P e la generatrice superiore del tubo;
- R distanza tra il punto di applicazione di P e la generatrice superiore del tubo.

Ai fini di valutare correttamente l'interazione terreno/tubo e quindi le sollecitazioni reali del tubo stesso occorre ancora distinguere se siamo in condizioni di tubo rigido o flessibile. Tale classificazione è eseguita basandosi sulla rigidità anulare SN della tubazione:

$$SN = \frac{E}{12 \cdot \left(\frac{D_m}{s}\right)^3}$$

dove:

- D_m diametro medio tubo;
- s spessore tubo;
- E modulo elastico del materiale della condotta.

Il tubo rigido si differenzia dal flessibile in base al rapporto R (Figura 43):

$$R = \frac{SN}{E_t}$$

dove E_t è il modulo elastico del terreno. In particolare:

- $R \geq 12$ tubo rigido;
- $R < 12$ tubo flessibile.

Nella pratica, con gli usuali parametri dei terreni, le tubazioni si possono classificare in funzione del materiale come indicato in Tabella 18.

Tabella 18 – Classificazione delle tubazioni in funzione del materiale

Tipo di tubazione	Materiale
Rigida	Calcestruzzo Gres Fibrocemento
Semirigida	Acciaio Ghisa
Flessibile	PVC PEAD PRFV

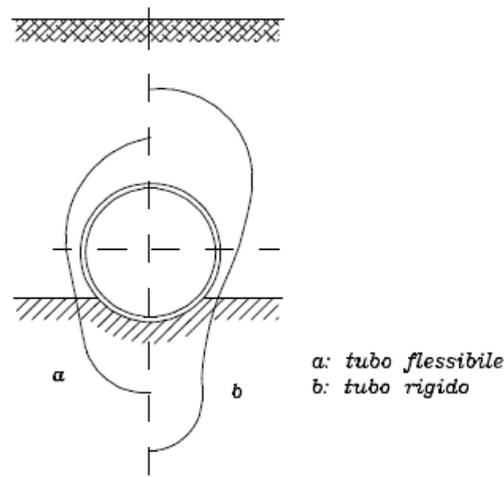


Figura 43 - Distribuzione delle componenti di sforzo normale alla superficie del tubo delle pressioni di appoggio e di rinterro [16]

Sotto l'azione dei carichi verticali, le tubazioni rigide sopportano la maggior parte del carico con un meccanismo di resistenza di tipo flessionale con limitate deformazioni della sezione.

Le tubazioni flessibili, invece, nelle stesse condizioni si deformano nel piano laterale assumendo una configurazione trasversale grossolanamente ellittica, con asse minore verticale (Figura 44). Questo fenomeno, che prende il nome di ovalizzazione, innesca una deformazione del terreno circostante che a sua volta inizia a reagire, riducendo lo stato di sollecitazione della condotta e contribuendo a migliorarne la stabilità. Come detto, bisogna verificare che la deformazione non sia eccessiva. Quando il tubo è pieno di acqua in pressione, le sollecitazioni derivanti dal riempimento del tubo dovranno essere detratte da quelle date dai carichi esterni. In merito si ricorda la teoria di Lazard, che introduce un coefficiente α di riduzione dei momenti ovalizzanti. La condizione di tubo vuoto comunque non può essere mai trascurata.

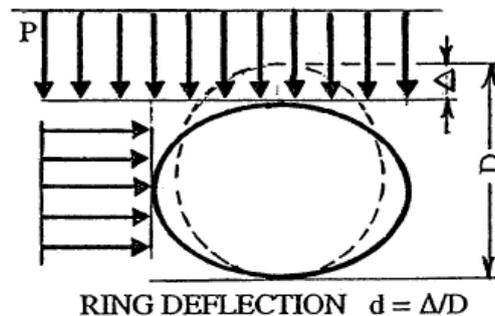


Figura 44 - Deformazioni tubo flessibile sotto i carichi esterni

La deformazione del tubo Δd si può calcolare con la formula di Spangler che tiene conto del tipo di terreno e della sua compattazione:

$$\Delta d = \frac{Q \cdot K \cdot F}{8 \cdot SN + 0,061 \cdot E_t}$$

dove:

- Δd indica la deformazione assoluta diametrica del tubo in senso orizzontale [mm];

- Q è il carico totale gravante sul tubo dato dalla somma del carico dovuto al rinterro, del carico indotto dalla falda, del carico dell'acqua contenuta nella tubazione e dei carichi veicolari e statici [kN/m];
- K indica il coefficiente di sottofondo, parametro che dipende dalla tipologia di appoggio del tubo sul fondo della trincea;
- F indica il coefficiente di deformazione differita che tiene conto dell'incremento di deformazione che la condotta subisce nel tempo. Ponendo il coefficiente F pari a 1 si conduce una verifica a breve termine mentre per condurre verifiche a lungo termine (2 – 5 anni dalla posa) si adotta un coefficiente F pari a 2 (valido per condotte in PRF);
- SN indica la rigidità anulare della tubazione [kN/m²];
- E_t indica il modulo di elasticità del terreno di rinfianco secondo Winkler [kN/m²].

La compattazione del terreno di rinfianco della condotta è molto importante ai fini del contenimento laterale. L'interazione terreno/tubo non avviene infatti tra la parete del tubo e il terreno vergine laterale, bensì tra tubo e terreno di rinterro. Le caratteristiche del terreno in situ sono secondarie rispetto a quelle del terreno di rinterro. Non è possibile effettuare quindi un semplice riempimento, se si vuole tenere conto di questo fattore che incrementa la resistenza, ma occorre compattare il terreno in modo da rientrare nei valori previsti dallo standard AASHO di compattazione (*American Association of State Highway and Transportation Officials*) [17]. Il valore del contenimento laterale varierà in funzione del coefficiente di compattazione raggiunto.

Un valore dell'ovalizzazione massimo accettato è pari al 5% del diametro della condotta per evitare che si possa danneggiare il rivestimento del tubo [18].

Il rinterro ben eseguito comporta anche un aumento del valore critico di resistenza al vuoto; la norma ASCE [19] fornisce una espressione di stima della pressione ammissibile di *buckling* per tubazioni interrate.

Occorre anche prestare attenzione alle condizioni di saturazione del terreno.

È, infatti, necessario tenere conto anche della possibilità che, a condotta vuota, la stessa tenda ad essere sollevata dalle sottopressioni che possono essere generate dalla presenza di una falda (Figura 45).

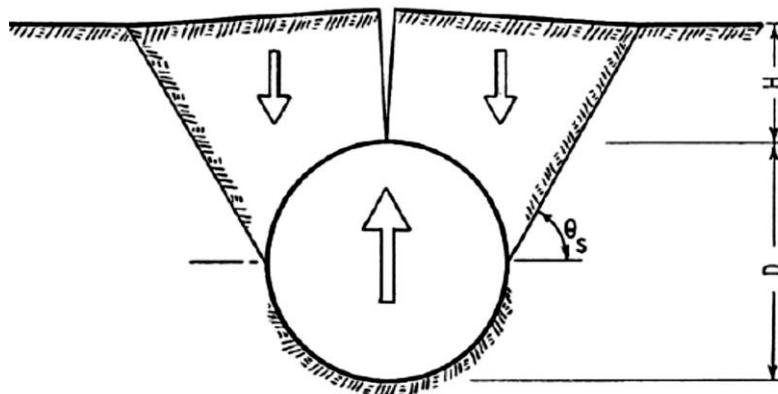


Figura 45 - Sottospinta dell'acqua sulla condotta vuota

2.2.1.1 Blocchi di ancoraggio

Le condotte interrate necessitano di blocchi di ancoraggio quando la sollecitazione indotta dalla pressione agente su una curva (forza T) non può essere assorbita:

- dall'attrito che si genera tra superficie laterale del tubo e terreno circostante e dal peso del terreno sovrastante il tubo, oltre il peso della tubazione stessa (per gomiti altimetrici convessi);
- dalla capacità portante del terreno (per gomiti altimetrici concavi);
- dall'attrito che si genera tra superficie superiore e inferiore del tubo e terreno circostante (per gomiti planimetrici).

La forza T che sollecita la curva, con direzione centrifuga è:

$$T = 2 \cdot P \cdot A \cdot \sin \frac{\theta}{2}$$

dove:

- P è il valore della pressione a centro tubo;
- A è l'area della sezione interna del tubo;
- θ è l'angolo della curva.

I blocchi di ancoraggio sono necessari inoltre in fase di montaggio quando le pendenze superino i 20° per evitare che i tronchi di tubo scivolino sul terreno.

2.2.1.2 Spessore minimo per trasporto e montaggio

Perché il tubo non sia troppo deformabile e quindi nelle fasi di trasporto e posa subisca deformazioni eccessive, deve avere uno spessore minimo che consenta di movimentarlo senza l'uso di rinforzi provvisori. Lo U.S. Bureau of Reclamation prevede uno spessore minimo $t = (D+20)/400$ e il Pacific Gas&Electric $t = D/288$. Le misure sono espresse in pollici.

2.2.2 Condotte aeree

Le condotte libere possono essere:

- libere all'aperto (Figura 46);
- libere in galleria (Figura 47).

Le condotte all'aperto seguono il profilo del terreno, quindi presentano generalmente un numero di vertici maggiore, con angoli più pronunciati, mentre le condotte libere in galleria, proprio perché seguono il profilo dello scavo, sono pressoché rettilinee con minimi cambi di pendenza.



Figura 46 - Condotte forzate all'aperto: impianto di Nove (sinistra, ENEL) e di Cardano (destra, Alperia)

Le condotte in galleria, rispetto a quelle all'aperto hanno i seguenti vantaggi:

- essendo poggiate in gallerie sub-orizzontali e/o in discenderie precedentemente scavate e rivestite, presentano minori problemi legati a frane e valanghe;

- sono soggette a variazioni di temperatura più contenute. Ad esempio l'ENEL richiede che il calcolo in condizioni vuote delle condotte all'aperto sia eseguito considerando una variazione di temperatura minima, rispetto alla temperatura di chiusura della condotta, di $\pm 30^{\circ}\text{C}$ per le tubazioni all'aperto e a $\pm 10^{\circ}\text{C}$ per quelle in galleria [10]. La temperatura di chiusura deve essere comunque scelta in modo da minimizzare le spinte sui blocchi di ancoraggio e ridurre i movimenti di chiusura/apertura dei giunti di dilatazione.



Figura 47 - Condotta di Maen Cignana libera in galleria (Compagnia Valdostana delle Acque)

Le condotte libere possono essere classificate, in considerazione dello schema statico, in:

- condotte a vertici liberi (Figura 48);
- condotte a vertici bloccati (Figura 46, destra).

Le condotte a vertici liberi sono prive di giunti di dilatazione in quanto “sfogano” le dilatazioni dovute alle variazioni di temperatura con il movimento:

- dei vertici concavi verso il basso per variazioni di temperatura positive e verso l'alto per variazioni di temperatura negative;
- dei vertici convessi verso l'alto per variazioni di temperatura positive e verso il basso per variazioni di temperatura negative;
- centrifugo o centripeto per i vertici planimetrici.

Le tubazioni a vertici bloccati sono al contrario generalmente dotate, nei tratti compresi tra due blocchi di ancoraggio, di giunti di dilatazione (§3.3.7).

Le condotte aeree presentano “selle di appoggio” e “blocchi di ancoraggio”. Le selle, disposte a interasse costante (in genere 6÷12 m) servono sostanzialmente per reggere il peso della condotta e dell'acqua in esso contenuta (§3.4.2). I blocchi di ancoraggio invece sono (§3.4.1):

- posizionati in corrispondenza delle deviazioni angolari della condotta per le condotte a “vertici bloccati”;
- in numero molto minore e non nei vertici, con funzioni anche legate alle esigenze di montaggio, per quelle a “vertici liberi”.



Figura 48 - Condotta a vertici liberi (Champcella, Francia, Camuna Idroelettrica)

2.2.3 Condotte inghisate in roccia

Nelle gallerie di derivazione in pressione o nelle derivazioni in pozzo, anche in discenderia, le condotte possono essere immorsate in roccia. Ciò garantisce una buona tenuta idraulica e un risparmio di materiale poiché la roccia circostante il tubo collabora con lo stesso a sostenere la pressione interna.

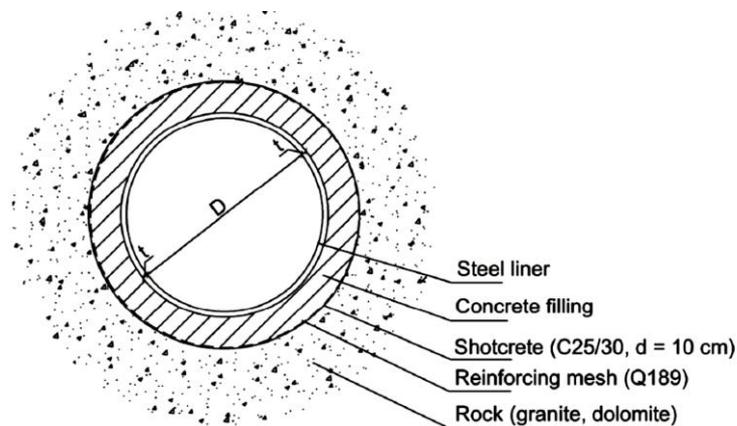


Figura 49 – Sezione tipo di una condotta in roccia

Nel caso in cui la condotta sia considerata come collaborante con la roccia circostante, occorre garantire un corretto collegamento tra la condotta in acciaio e la roccia circostante in modo che sia assicurata la continuità di contatto e quindi lo sforzo possa ripartirsi tra i diversi elementi: roccia, calcestruzzo di rivestimento e anello di acciaio. La sagoma di scavo della galleria nella quale deve essere alloggiata la condotta deve avere un maggior diametro di almeno 0,60 m, necessario alle operazioni di trasporto e inserimento del tubo.

Lo spazio anulare circostante deve essere riempito con calcestruzzo; la condotta inghisata serve quindi anche da cassero a perdere per il getto di calcestruzzo stesso. L'operazione di getto lascia inevitabilmente dei vuoti nell'anello di calcestruzzo, specialmente in chiave della galleria (Figura 50), in seguito alla vibrazione o anche solo per l'assestamento del calcestruzzo. A volte può essere necessario chiudere i vuoti che si sono creati in seguito alla posa di centine o di gunite armata per il rinforzo della galleria in sede di scavo. Il getto potrebbe riempire tutto. Il calore di idratazione scalda il tubo, che si

dilata, e la presa del calcestruzzo avviene a tubo dilatato; quando poi il tubo si raffredda si stacca dal calcestruzzo e si forma un'intercapedine.

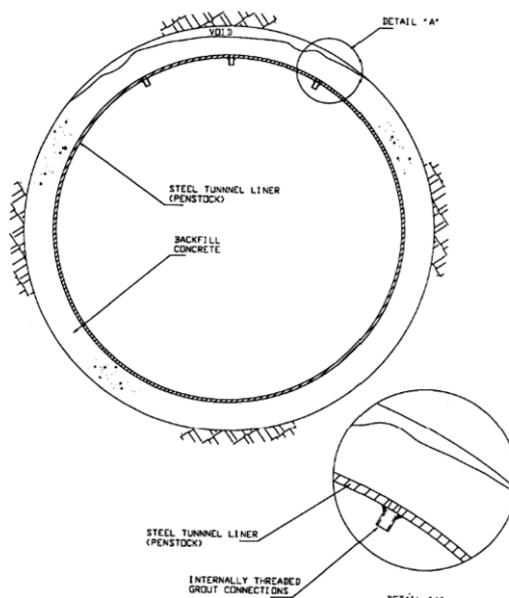


Figura 50 – Formazione di vuoti dopo la fase di getto del calcestruzzo tra condotta e roccia

I vuoti si possono originare anche per la presenza di bolle d'aria intrappolate. La dimensione dei vuoti è molto variabile e può andare dall'ordine di grandezza del millimetro sino alle decine o centinaia di millimetri. In ogni caso, per ridurre i vuoti risultanti, deve essere eseguita l'operazione di intasamento con miscele cementizie iniettate, realizzando un corretto slump per favorire il pompaggio del materiale. Le pressioni di iniezione variano indicativamente da 0,3 a 2 bar; i fori di iniezione per il "contact grouting" hanno lunghezza dell'ordine dei decimetri (0,2÷0,5 m) e diametro che va dai 32 ai 45 mm.

Le miscele di iniezione sono generalmente costituite da cemento Portland macinato più o meno finemente, la cui finezza di macinazione è misurata in gradi Blaine, che rappresenta la superficie in cm^2/g di cemento: un valore indicativo per cementi estremamente fini è maggiore di $15.000 \text{ cm}^2/\text{g}$. Un cemento tipo 52,5, che tra i cementi di uso comune è quello con la finezza di macinazione maggiore, ha un valore in gradi Blaine di $4.000 \div 5.000 \text{ cm}^2/\text{g}$.

Il cemento è miscelato con acqua in quantità diverse, a seconda dell'uso e dei vuoti da riempire. Il rapporto acqua/cemento (a/c) è espresso in termini di volume o di peso. Il rapporto volumetrico è preferibile per piccoli o medi cantieri per la maggiore facilità di controllo del dosaggio. Generalmente le boiacche da iniezione per il ripristino del contatto tubo – rivestimento si preparano con un rapporto a/c in volume che va da 1 a $1,5 \div 2$.

Per evitare il fenomeno di segregazione dei grani di cemento nella miscela semplice di acqua e cemento, si usa additivare alla miscela della bentonite in percentuale variabile da 1 al 4% in peso sul cemento. Infatti la bentonite ha la caratteristica di avere un'elevatissima area superficiale e quindi sedimenta molto lentamente in un mezzo acquoso (fenomeno di Bleeding); tale area superficiale fa aumentare l'interazione fisica all'interfaccia solido-liquido con beneficio per la stabilità dell'intero sistema. La miscela di cemento-acqua e bentonite è classificata come "sospensione stabile" tra le tipologie di miscele per iniezioni.

Nel caso si dovessero intasare vuoti molto ridotti, è opportuno utilizzare cementi ultrafini.

Quando si debbano riempire vuoti di grosse dimensioni, si può aggiungere della sabbia alla miscela acqua/cemento in quantità variabile da 0,5 a 1 in volume col cemento. Il volume della miscela risultante V_r è circa:

$$V_r = (\text{Vol H}_2\text{O} + \text{Vol}_{\text{cemento}}) / 1,3$$

Il montaggio delle condotte in galleria orizzontale o suborizzontale avviene generalmente tramite l'appoggio della condotta su dei pattini che vengono fatti traslare nella posizione di montaggio mediante argani e/o tirfort pneumatici lungo i binari (Figura 51).



Figura 51 - Montaggio di una condotta in galleria (gentile conc. Camuna)

Nel caso di condotte inghisate in gallerie verticali e discenderie il montaggio della condotta avviene dal basso verso l'alto calando i tubi dall'alto tramite l'impiego di un carroponete o argano posto in sommità. Per le condotte inghisate in roccia non è possibile eseguire la ripresa della saldatura dall'esterno. Per questo motivo, per ottenere un giunto a penetrazione completa, per condotte con diametro sufficiente per consentire la saldatura dall'interno, viene generalmente predisposto un piattino di sostegno realizzato in lamiera di materiale compatibile con quello che si intende saldare, che diventa parte integrante del giunto (Figura 52).

La tubazione viene generalmente progettata con dei bocchettoni di iniezione per consentire il getto di calcestruzzo.

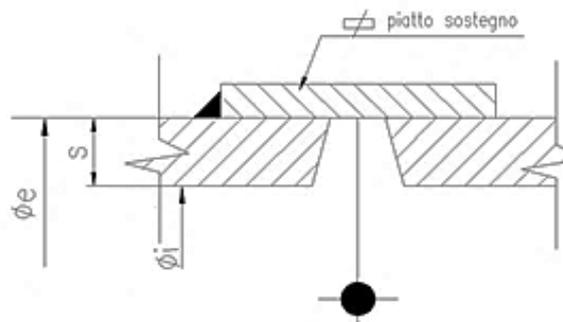


Figura 52 - Utilizzo piattino di sostegno per la saldatura dall'interno delle condotte forzate inghisate in roccia

3 ELEMENTI COSTITUTIVI DI UNA CONDOTTA FORZATA

Per completare l'installazione di una condotta forzata sono necessari una serie di componenti dei quali alcuni devono essere installati direttamente sulla tubazione, altri saranno installati a corollario. Queste opere devono essere considerate parte integrante dell'opera stessa poiché sono utili per eseguire i controlli periodici e le manutenzioni in condizioni di sicurezza o per alimentare e collegare gli organi di sicurezza stessi. Alcuni componenti richiedono una particolare progettazione in quanto generano comunque delle spinte idrauliche e delle perdite di carico che possono essere ottimizzate con una progettazione adeguata.

I componenti di una condotta forzata sono di seguito elencati:

- Organi di intercettazione (valvola a farfalla, rotativa, a fuso, paratoia piana, a ghigliottina).
- Tubo aeroforo o valvola di rientro d'aria.
- Pezzi speciali (biforcazioni, distributore, convergenti, curve plano-altimetriche, coni, imbocchi).
- Passi d'uomo.
- Giunti di dilatazione.
- Giunti di smontaggio.
- Ancoraggi alle opere civili.
- Supporti intermedi (selle).
- Battute per derivazioni o scarico condotta, prese di pressione.

Gli organi di sicurezza della condotta sono:

- Valvola a farfalla o paratoia a sgancio.
- Dispositivi di sovra velocità (palmola, tubo Pitot, ultrasuoni, misura differenziale di pressione su tubo Venturi).
- Dispositivi differenziali di portata (differenza tra la misura della portata in una sezione di monte e in una sezione di valle e necessita di comunicazione tra le due sezioni).

Rientrano tra le opere accessorie:

- Scavalcamenti.
- Passerelle di lavoro.
- Percorsi pedonali attrezzati con dispositivi anticaduta.
- Piani inclinati.

I componenti e accessori, come il manufatto condotta, negli anni hanno subito evoluzioni; di seguito si evidenzia per ciascuno di essi quelle più significative.

3.1 Organi di intercettazione

Negli impianti idroelettrici si utilizzano prevalentemente due tipi di valvole; le valvole chiamate di macchina intercettano il flusso dell'acqua prima dell'ingresso in turbina e le valvole di testa condotta utilizzate per interrompere il flusso in caso di guasto che sono:

- valvole a farfalla (Figura 53, sinistra) generalmente utilizzate in testa alla condotta forzata e quale valvola di macchina per salti modesti;
- valvole rotative o a sfera poste a monte delle macchine, impiegate per salti maggiori di 100 m (Figura 53, destra).

Esistono poi le valvole a fuso e quelle piane.

Nei paragrafi successivi si forniscono maggiori dettagli.

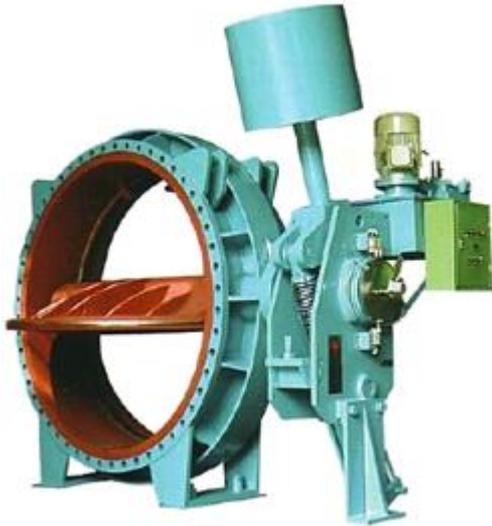


Figura 53 – Valvola a farfalla (sinistra) e valvola rotativa (destra, rif. GM HYDRO Consulting Engineer)

3.1.1 Valvole a farfalla

Le valvole a farfalla costituiscono un organo di sicurezza della condotta e devono essere progettate per chiudersi sotto flusso per il massimo battente idraulico.

Le valvole a farfalla sono costituite da un corpo valvola entro il quale ruota una lente che realizza la tenuta e regola on-off il passaggio dell'acqua. Le perdite di carico sono superiori rispetto a quelle delle valvole rotative proprio per la presenza della lente centrale. Per le valvole il cui diametro interno è superiore a 1,5 m si ricorre a lenti profilate che hanno il duplice scopo di irrigidire meccanicamente la lente stessa e di ridurre le perdite di carico (Figura 54). La lente è fissata alla condotta tramite perni che ruotano in bussole. In molti impianti in esercizio la lubrificazione dei perni è effettuata ancora con grasso ma le valvole attualmente in produzione prevedono sistemi di bussole autolubrificanti. Il ricorso a materiali autolubrificanti ha il duplice vantaggio di non disperdere nell'ambiente materiale inquinante e di essere facilmente sostituibile durante le manutenzioni. È buona norma dimensionare i perni e le relative bussole affinché la pressione specifica sia bassa per consentirne una maggiore durata.

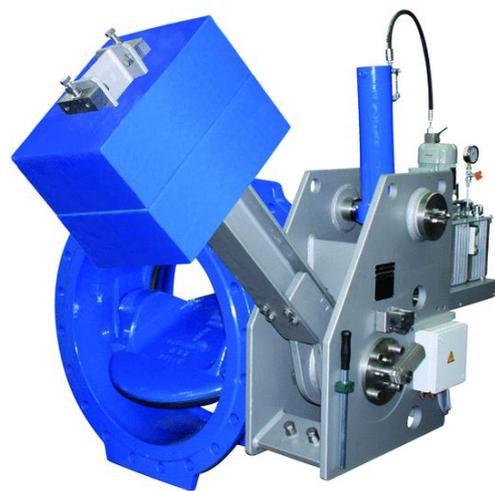


Figura 54 – Valvola a farfalla con irrigidimento e perni di fissaggio della lente (rif. ADAMS Schweiz AG, sinistra) e dettaglio di valvola a farfalla con comando elettro-oleodinamico (VAG EKN HYSEC PRO, destra)

La tenuta idraulica è assicurata da una guarnizione posta fra lente e corpo valvola che può essere in gomma ma si ricorre spesso a tenute metalliche per ridurre i trafileamenti e avere una pressione specifica maggiore fra le parti a contatto; questa soluzione è usualmente adottata per le valvole di macchina nei salti più alti.

L'apertura della lente per consentire il passaggio dell'acqua è comandata da un servomotore oleodinamico mentre per la chiusura è molto diffuso il ricorso a contrappesi che garantiscono maggior sicurezza.

Le valvole a farfalla sono anche installate in testa alla condotta forzata per garantire l'interruzione del flusso in caso di rottura accidentale. Lo sgancio dei contrappesi avviene allora tramite l'azione di una palmola inserita nella condotta che è messa in movimento quando la velocità nella condotta stessa supera un certo valore a causa di un flusso incontrollato.

Le valvole a farfalla possono anche essere azionate dalla protezione differenziale installata in condotta che rileva differenze di portata anche relativamente modeste che si possono verificare in conseguenza di una possibile perdita.

3.1.2 Valvole rotative

Le valvole rotative sono impiegate in genere quale valvola di macchina quando il salto disponibile supera i 100 m o comunque quando si vogliono contenere il più possibile le perdite di carico a beneficio del rendimento complessivo dell'impianto. La valvola è essenzialmente costituita da un corpo sferico entro il quale ruota un otturatore dotato di un passaggio a piena sezione (Figura 55).

Per una perfetta tenuta si adottano varie soluzioni di cui la più comune è quella costituita da un anello metallico che, a rotativa chiusa, si accosta alla sfera mobile appoggiandosi contro una apposita sede in acciaio inox garantendo la tenuta. La movimentazione dell'otturatore e dell'anello mobile avviene mediante servomotori che utilizzano l'acqua in pressione prelevata direttamente dalla condotta e opportunamente filtrata oppure servomotori ad olio. Spesso si hanno due anelli di tenuta: uno a monte e l'altro a valle. L'anello di monte serve per eseguire rapide manutenzioni e la sua movimentazione avviene generalmente con intervento manuale.

Anche per le valvole rotative si utilizzano bussole autolubrificanti sebbene il campo di impiego comporti pressioni piuttosto elevate sui perni. Un dimensionamento adeguato delle bussole consente di mantenere il valore delle pressioni entro limiti accettabili e soprattutto di evitare l'utilizzo di fluidi che possano contaminare l'acqua.

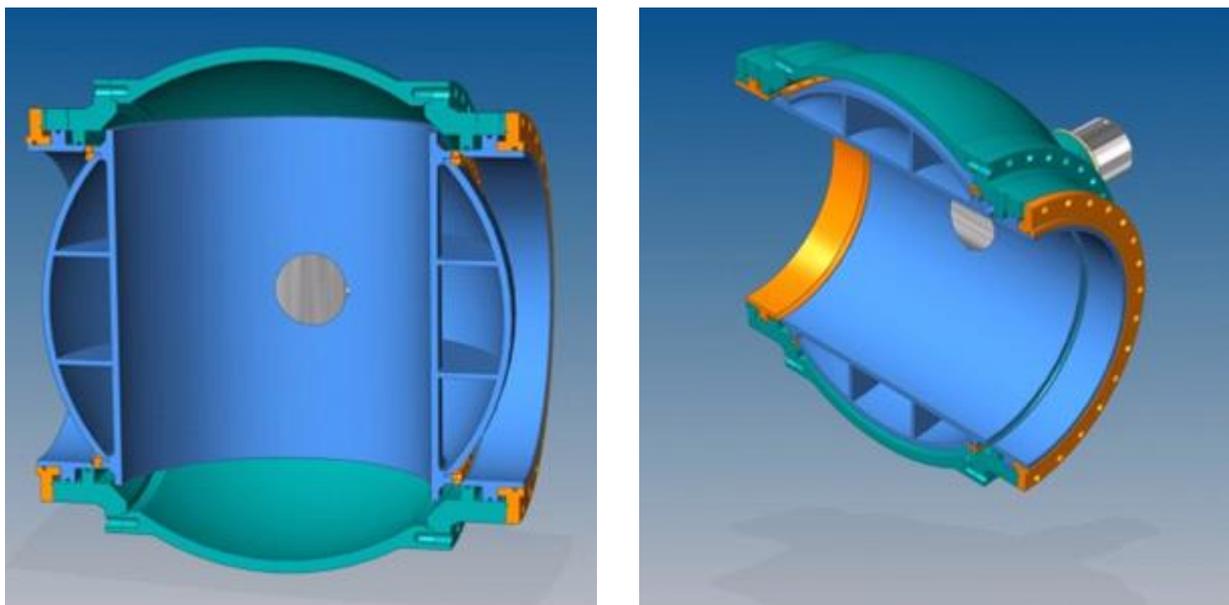


Figura 55 – Valvola rotativa con doppia tenuta chiusa (sinistra) e aperta (destra) – Rif. GM HYDRO Consulting Engineer

Sulle valvole rotative in genere si effettua un controllo periodico del funzionamento in apertura e chiusura, rilevando eventuali perdite. Si controlla inoltre il funzionamento del sistema di finecorsa e si effettua l'ingrassaggio dei perni qualora non siano presenti bussole autolubrificanti.

Per quanto riguarda i comandi idraulici, devono essere puliti e controllati i filtri dell'acqua e verificati i tempi di manovra in quanto indicano lo stato di efficienza del pistone e dei diaframmi.

Per i comandi oleodinamici va controllata la funzionalità della centralina oleodinamica, delle elettrovalvole e delle apparecchiature accessorie (livellostati, pressostati ecc.). Va eseguita inoltre la verifica del bypass.

3.1.3 Valvole di regolazione a fuso

Con le valvole a fuso la regolazione della portata in una condotta avviene mediante lo spostamento assiale di un otturatore cilindrico, azionato da un meccanismo albero-biella-manovella (Figura 56). Queste valvole sono state principalmente concepite per regolare la portata di acqua dolce in uscita da una condotta.

L'otturatore, la cui guarnizione è in una zona protetta dal flusso, chiude seguendo il senso del flusso e si muove in una camera a pressione compensata, opportunamente profilata. Queste caratteristiche conferiscono alla valvola un funzionamento modulato, stabile ed esente da vibrazioni in ogni condizione di esercizio. Il flusso d'acqua è incanalato in un passaggio a forma di corona circolare che decresce progressivamente, dalla sezione d'ingresso verso la sede di tenuta, indirizzando il flusso del fluido al centro della condotta a valle della valvola. Questa conformazione geometrica permette di evitare fenomeni di cavitazione sulle superfici della condotta. La regolazione del flusso avviene con perdite di carico molto basse per aperture superiori al 50% e, viceversa, con dissipazioni di carico elevate con aperture inferiori al 40%.

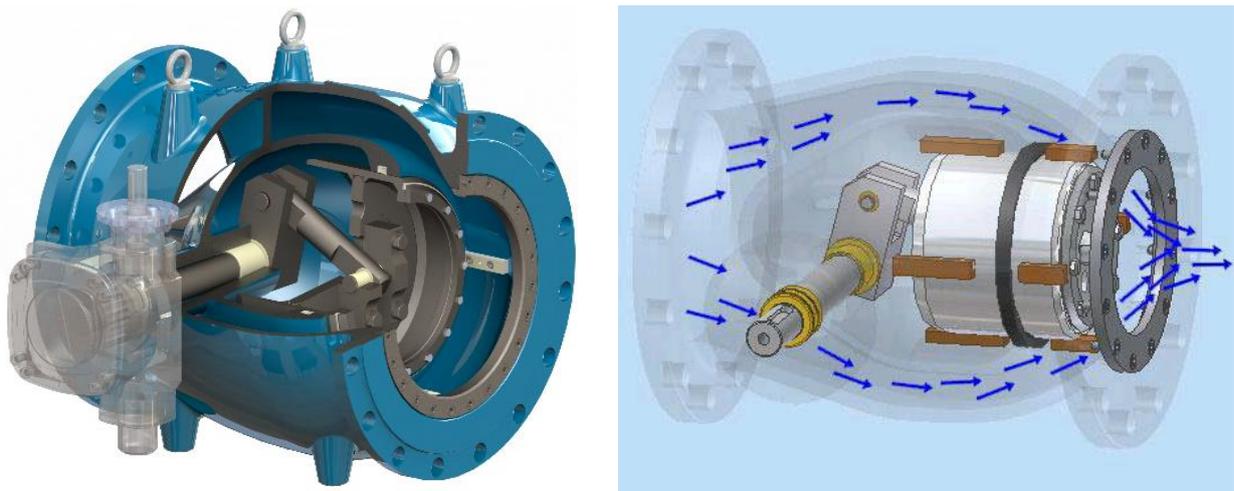


Figura 56 – Valvola a fuso (rif. T.i.S Group) e schema di funzionamento

Le valvole a fuso sono caratterizzate da un basso sforzo di manovra dovuto alla loro forma costruttiva che garantisce un perfetto equilibrio fra le camere a monte e a valle dell'otturatore. Il meccanismo di manovra è composto da glifo in acciaio nichelato, albero, biella e spinotto realizzati in acciaio inox. Gli organi in movimento ruotano su parti realizzate in materiale auto-lubrificante. Le superfici di scorrimento dell'otturatore sono realizzate interamente in acciaio inox, totalmente supportato e guidato da piste di scorrimento realizzate in bronzo, che garantiscono una perfetta stabilità in ogni condizione di esercizio. La sede di tenuta è realizzata in acciaio inox ed è facilmente sostituibile. La guarnizione di tenuta fine è realizzata in teflon ed è protetta e ricambiabile. È inserita in un anello realizzato in acciaio inox che assicura una tenuta, a valvola chiusa, inox-teflon-inox. La tenuta fra le camere a monte e valle è assicurata da una guarnizione in copolimero NBR realizzata a fuso antiestrusione.

3.1.4 Valvole o paratoie piane

Le valvole o paratoie piane sono utilizzate sia a servizio delle condotte derivate dalle vasche di carico sia per gestire gli scarichi di fondo delle dighe. Nel primo caso sono movimentate sotto un carico idraulico modesto dato dall'altezza d'acqua della vasca di carico; tale altezza è regolata in modo tale da evitare l'ingresso di aria nella condotta stessa. L'intelaiatura delle paratoie, detta gargame, è fissata all'interno dell'opera muraria che la sostiene ed ha il compito di ridistribuire al meglio le sollecitazioni esercitate dalla paratoia stessa. La tenuta di queste paratoie deve necessariamente essere garantita su quattro lati. Per bassi carichi idraulici si utilizza una guarnizione di gomma additivata con etilene, propilene e diene o di gomma neoprenica. Per carichi elevati si utilizza un sistema di tenuta del tipo metallo su metallo, realizzato mediante anelli montati sia sulla lente sia sul corpo valvola; tali anelli sono di acciaio al carbonio o acciaio inox e di bronzo. Per un corretto accoppiamento, quindi per assicurare la tenuta, gli anelli devono essere di tipo diverso.

La movimentazione delle paratoie in chiusura, in particolare in condizioni di emergenza, avviene generalmente per sgancio e caduta per peso proprio. I sistemi di manovra consentono di eseguire le operazioni di apertura ma anche di chiusura. La loro capacità di sollevamento deve essere in grado di vincere il peso proprio della paratoia stessa, i carichi idrostatici e idrodinamici, gli attriti e i carichi accidentali. Vi possono essere vari tipi di sistemi di sollevamento: manuale, meccanico, elettrico e oleodinamico.

Per gli scarichi di fondo si installano due paratoie in serie, azionate da servomotori oleodinamici a pistoni e un piccolo by-pass dotato di valvola a saracinesca. La paratoia di monte è a strisciamento; quella di valle può essere a rulli per consentire una più agevole manovrabilità sotto battenti elevati.

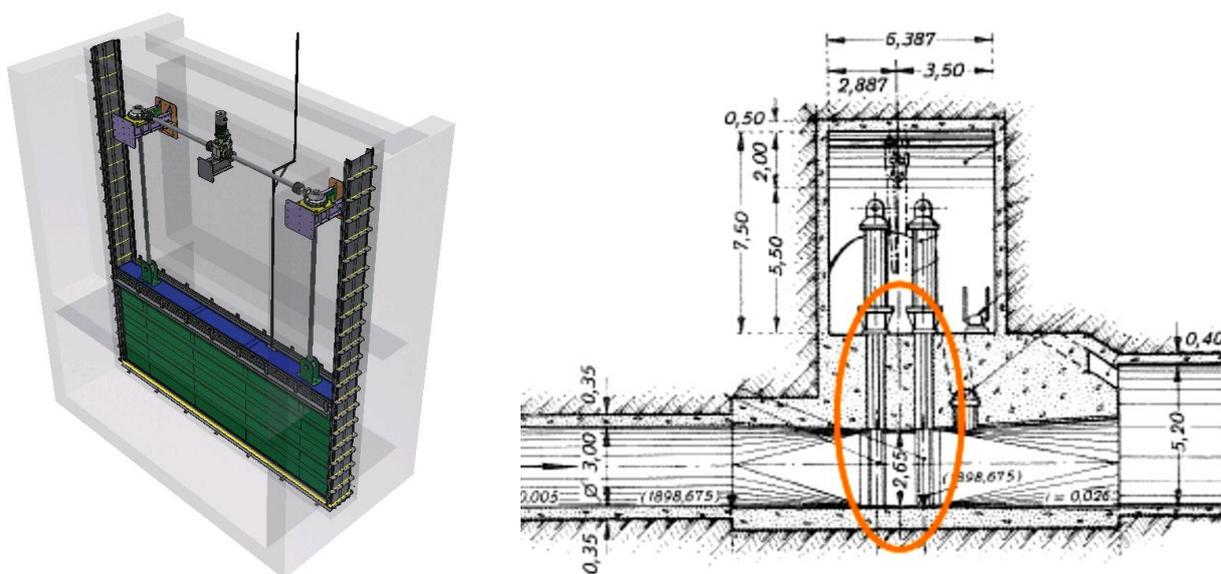


Figura 57 – Paratoia piana (sinistra, rif. SIDERPOL) e scarico di fondo della diga di Place Moulin (destra, rif. CVA)

3.2 Tubo aeroforo o valvola di rientro d'aria

L'aeroforo è un componente posto in testa condotta, subito a valle dell'organo di intercettazione, che permette l'espulsione dell'aria o il suo rientro nelle fasi di riempimento o vuotamento della condotta evitando così il formarsi di pressioni anomale all'interno della stessa che potrebbero provocare implosioni della tubazione o la formazione di bolle d'aria che potrebbero ridurre la portata derivata e causare sovrappressioni anomale (Figura 58). All'interno dell'aeroforo va evitata la formazione di ghiaccio per garantirne il suo funzionamento anche nel periodo invernale. In passato infatti qualche aeroforo è stato causa di implosioni della condotta a seguito di vuotamento proprio per la presenza di acqua ghiacciata all'interno dell'aeroforo. In genere detti componenti sono stati collocati in posizioni

riparate e protette ma, nelle nuove costruzioni, si ricorre anche all'uso di cavi scaldanti e protezioni esterne passive per evitare l'inconveniente.

In alternativa al tubo aeroforo sono impiegate le valvole di rientro d'aria. Sono valvole che non richiedono eccessiva manutenzione ma alcuni componenti importanti per il corretto funzionamento sono visibili solo smontando completamente la parte interna della valvola.

Le valvole di rientro d'aria, quando ben dimensionate, rispondono in modo efficiente alle esigenze impiantistiche; gli aggiornamenti tecnologici hanno migliorato la loro resistenza alla corrosione, ridotto gli attriti e migliorato la durata dei componenti.



Figura 58 – Tubo aeroforo (sinistra) e valvola rientrata d'aria a galleggiante (VAG DUOJET, destra)

Mentre gli sfiati subito dopo la valvola / paratoia di testa condotta devono avere principalmente la funzione di rientro d'aria, evitare eccessiva depressione, gli sfiati eventualmente installati lungo la condotta devono avere la triplice funzione (rientrata d'aria, uscita d'aria e degassaggio).

In impianti realizzati a quote elevate, è preferibile installare sfiati e/o valvole di rientro d'aria a molla (piattello meccanico, Figura 59), rispetto a quelli a galleggiante, questo perché durante i mesi invernali più rigidi, l'acqua all'interno potrebbe ghiacciarsi ed impedire l'eventuale apertura del galleggiante, situazione più remota nel caso di piattello meccanico a molla.

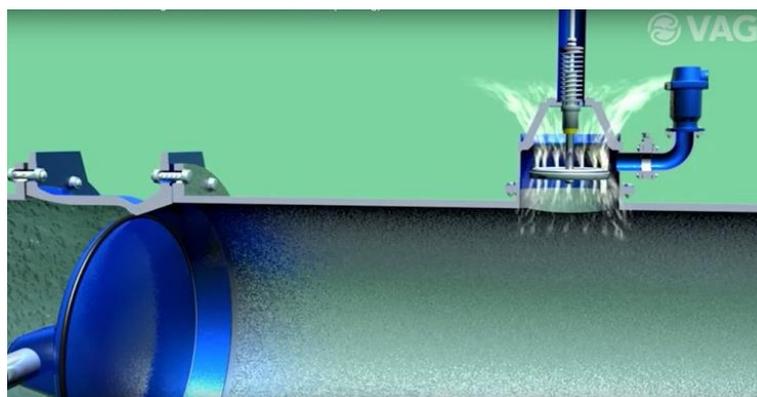


Figura 59 – Valvola rientrata d'aria a molla (piattello meccanico) in funzione (VAG SRPING LOADED)

3.3 Pezzi speciali

All'interno del tracciato di una condotta possono essere presenti più pezzi speciali quali biforcazioni, triforcazioni, coni e curve.

3.3.1 Biforcazioni, triforcazioni

Nel caso in cui la condotta forzata alimenti più di un gruppo di generazione non è solitamente conveniente, da un punto di vista tecnico-economico, prevedere una condotta forzata per ogni turbina ma conviene progettare un'unica condotta forzata e inserire al termine della stessa un distributore che consenta il convogliamento delle portate a ogni gruppo (Figura 60, Figura 61).

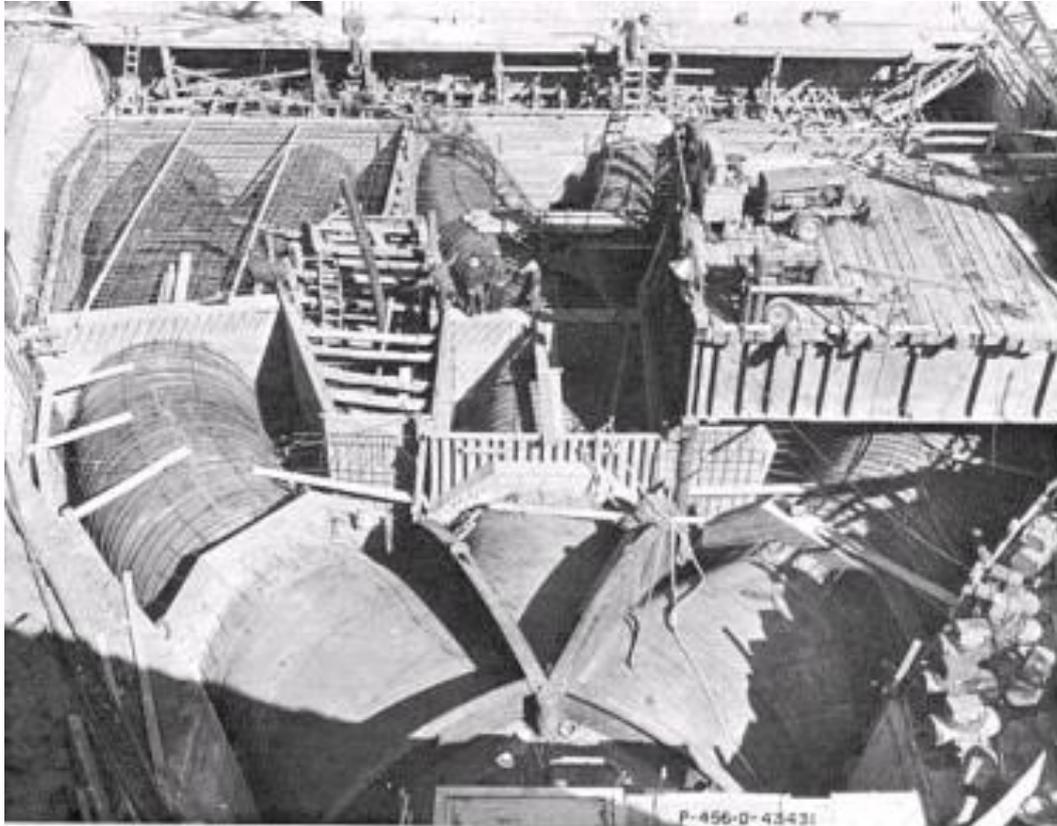


Figura 60 – Esempio di triforcazione seguita da biforcazioni



Figura 61 - Derivazione laterale e biforcazione

Esistono anche biforcazioni con raccordo sferico (Figura 62) ma non sono più di uso comune nel nostro paese; in ogni caso l'aumento di diametro della parte sferica rispetto alla tubazione principale deve essere limitato a $1,3 \div 1,6$ volte per evitare perdite di carico eccessive.

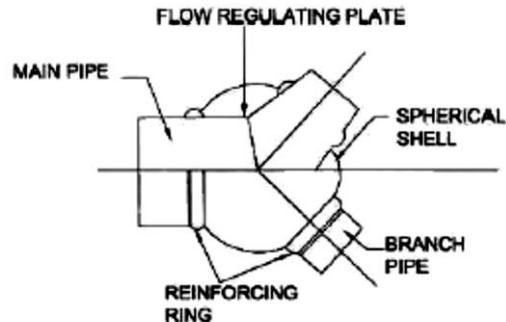


Figura 62 – Raccordo sferico

Entrando più nel dettaglio per la tipologia più usuale, la biforcazione, possiamo quindi avere:

- Biforcazioni con setto interno (Figura 63, sinistra): in questo caso la biforcazione viene rinforzata con un'anima interna che funge anche da spartiacque.
- Biforcazioni con setto esterno (Figura 63, destra): in questo caso la biforcazione viene rinforzata con nervature nei punti più sollecitati.

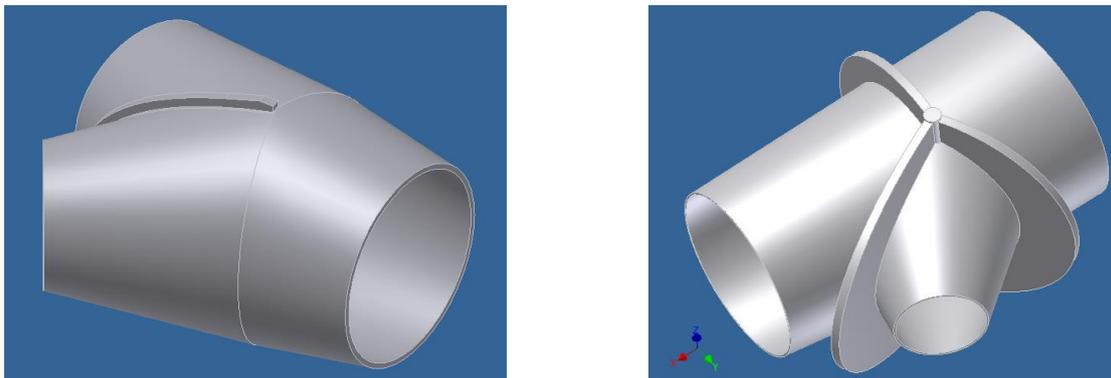


Figura 63 – Biforcazione con setto interno (sinistra) ed esterno (destra)

Il progetto delle biforcazioni prevede da una parte l'individuazione della geometria che ottimizzi il comportamento idrodinamico della stessa, evitando l'insorgere di fenomeni di turbolenza che, oltre alle perdite di carico, possono originare fenomeni di cavitazione e dall'altra la verifica strutturale.

L'individuazione dell'assetto idrodinamico ottimizzato della stessa riveste un ruolo particolarmente significativo nel design della condotta forzata dal momento che le perdite di carico nella biforcazione, ΔH , possono incidere significativamente sulle perdite totali della condotta:

$$\Delta H = \frac{K v^2}{2g}$$

dove:

- K coefficiente di perdita;
- v velocità media in condotta;
- g accelerazione di gravità;

A titolo di esempio si riportano i valori dei coefficienti K di perdita suggeriti da EscherWyss (Figura 64) per diverse tipologie di biforcazione.

I diametri in uscita dalla biforcazione sono definiti in modo da mantenere le velocità in uscita in ogni ramale pari alla velocità in ingresso, sulla base delle portate da convogliare nel ramale stesso. Una volta definiti i diametri della biforcazione, la scelta del più idoneo profilo idraulico è generalmente individuata tramite studi analitici che possono poi essere ottimizzati sulla base dei risultati di analisi CFD o modelli idraulici in scala sempre al fine di minimizzare le perdite di carico.

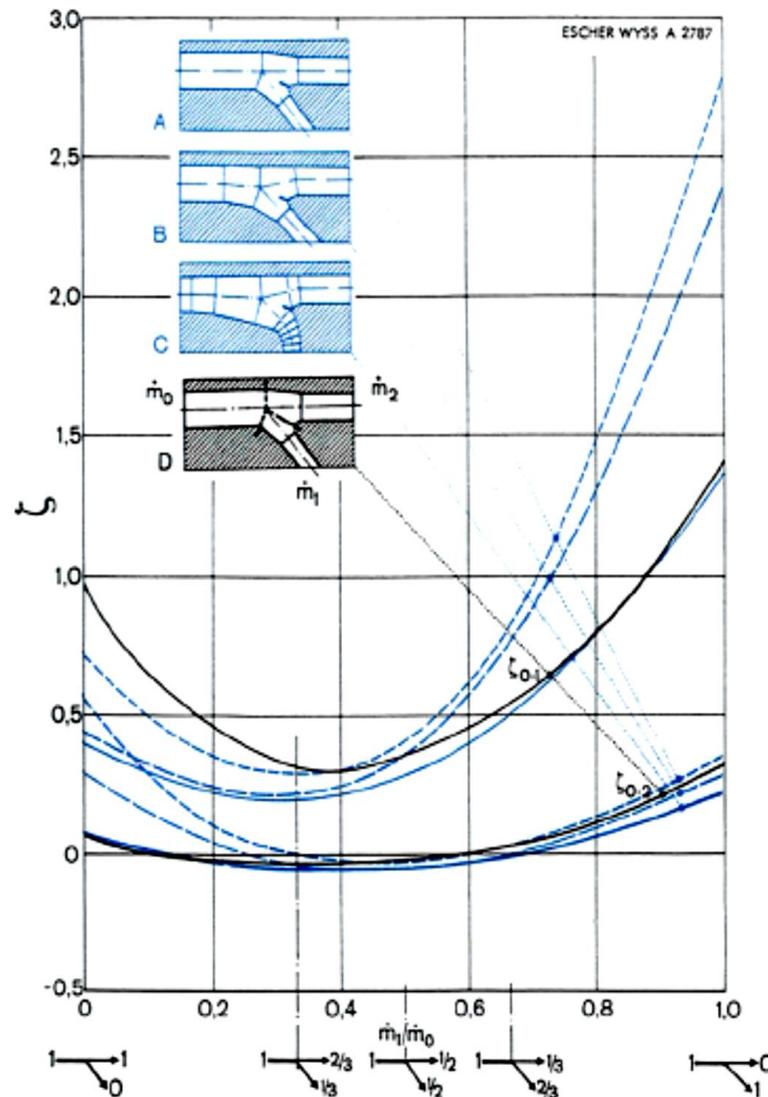


Figura 64 – Perdite di carico nelle biforcazioni secondo EscherWyss

Le sollecitazioni indotte nella struttura derivano dai carichi di pressione idrodinamica non bilanciati. Semplificando possiamo dire che la struttura di rinforzo deve assorbire quelle sollecitazioni che derivano dalla mancanza di area resistente, asportata proprio per consentire l'inserimento della o delle derivazioni. Un metodo semplificato e cautelativo prevede che la parte di struttura che resiste a questi carichi non bilanciati consista in rinforzi, a volte esterni, costituiti da piatti opportunamente sagomati dimensionati quindi per sopportare la totalità degli sforzi che risultano sul bordo della lamiera tagliata (Figura 65).

Dopo aver eseguito un primo dimensionamento con i metodi di calcolo analitici, conviene poi eseguire una verifica degli sforzi, in particolare in corrispondenza del setto e delle pieghe nelle quali solitamente

si riscontrano i picchi di sforzo, tramite analisi ad elementi finiti. Inoltre le specifiche tecniche richiedono solitamente l'esecuzione di prove idrauliche a 1,3-1,5 volte la pressione di progetto in modo da garantire ulteriormente la tenuta strutturale delle stesse in esercizio.

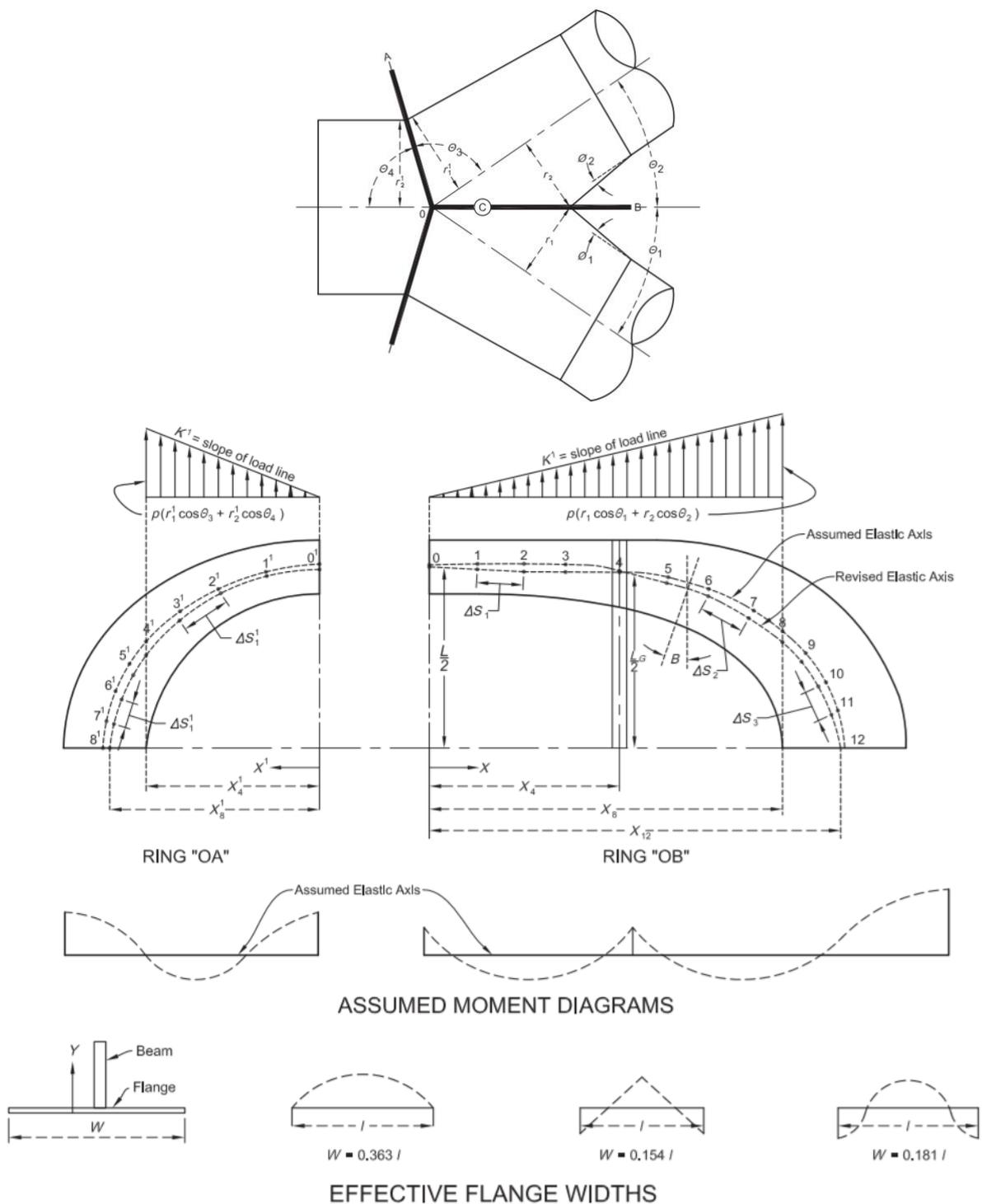


Figura 65 – Andamento tipico delle sollecitazioni e dei momenti nelle piastre di rinforzo [20]

La verifica delle biforcazioni dotate di setti esterni in maniera analitica può essere eseguita tramite il "Nomograph Method delle norme AWWA" [20] o altri metodi di comprovata validità.

Questo metodo permette di calcolare l'altezza minima del rinforzo esterno della derivazione tramite i seguenti step principali:

- STEP 1: partendo dall'illustrazione n. 15 (Figura 66) sulla base della pressione di progetto in p.s.i., opportunamente scalata sulla base delle pressioni ammissibile di progetto, e del diametro in pollici, si ottiene l'altezza del rinforzo (d) in pollici;
- STEP 2: dall'illustrazione n. 16 (Figura 66), sulla base dell'angolo della biforcazione, si ottengono i fattori N_b e N_w in base ai quali correggere l'altezza d individuata allo STEP 1, ricavando le altezze d_w e d_b .
- STEP 3: sulla base del rapporto tra i raggi della biforcazione e l'angolo della stessa, dall'illustrazione n.17 (Figura 67) si ricavano i fattori Q_b e Q_w con i quali vengono corrette le altezze d_w e d_b , ottenendo d'_w e d'_b .
- Le altezze così ottenute si riferiscono ad uno spessore del rinforzo di 25,4 mm (1 pollice) Le altezze effettive si ricavano, sulla base dello spessore effettivo s e dell'angolo della biforcazione α , con le seguenti formule:

$$d'_{weff} = d'_w * 25,4/s * (0,917-\alpha/360)$$

$$d'_{beff} = d'_b * 25,4/s * (0,917-\alpha/360)$$

- STEP 4: dall'illustrazione n. 18 (Figura 67) si ottiene l'altezza minima del rinforzo in sommità.

A seguito del pre-dimensionamento eseguito con metodi analitici come quello sopra descritto o altri di comprovata affidabilità, una verifica con il metodo degli elementi finiti è fortemente auspicabile per supportare i risultati ottenuti con i metodi analitici.

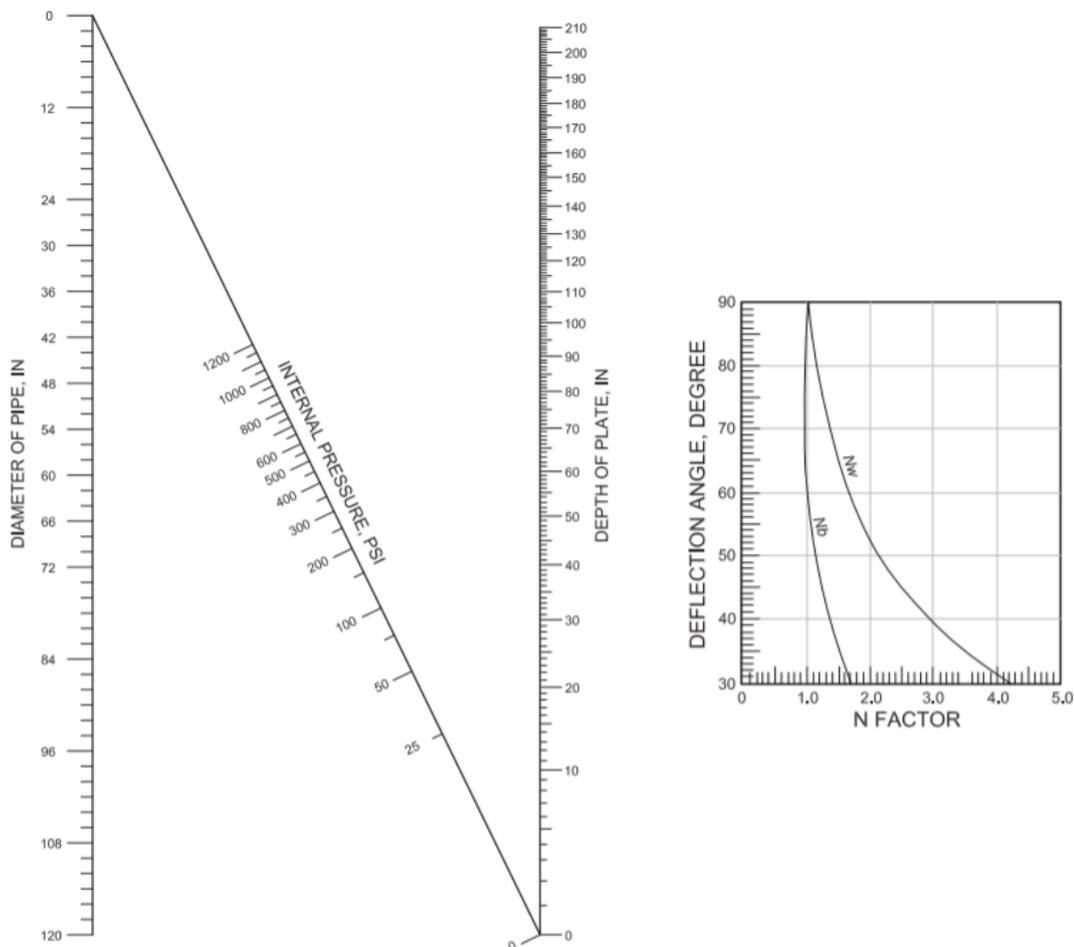


Plate thickness, 1 in, deflection angle, 90°.

Figura 66 – Fig. N.15-16 riportate in [21]

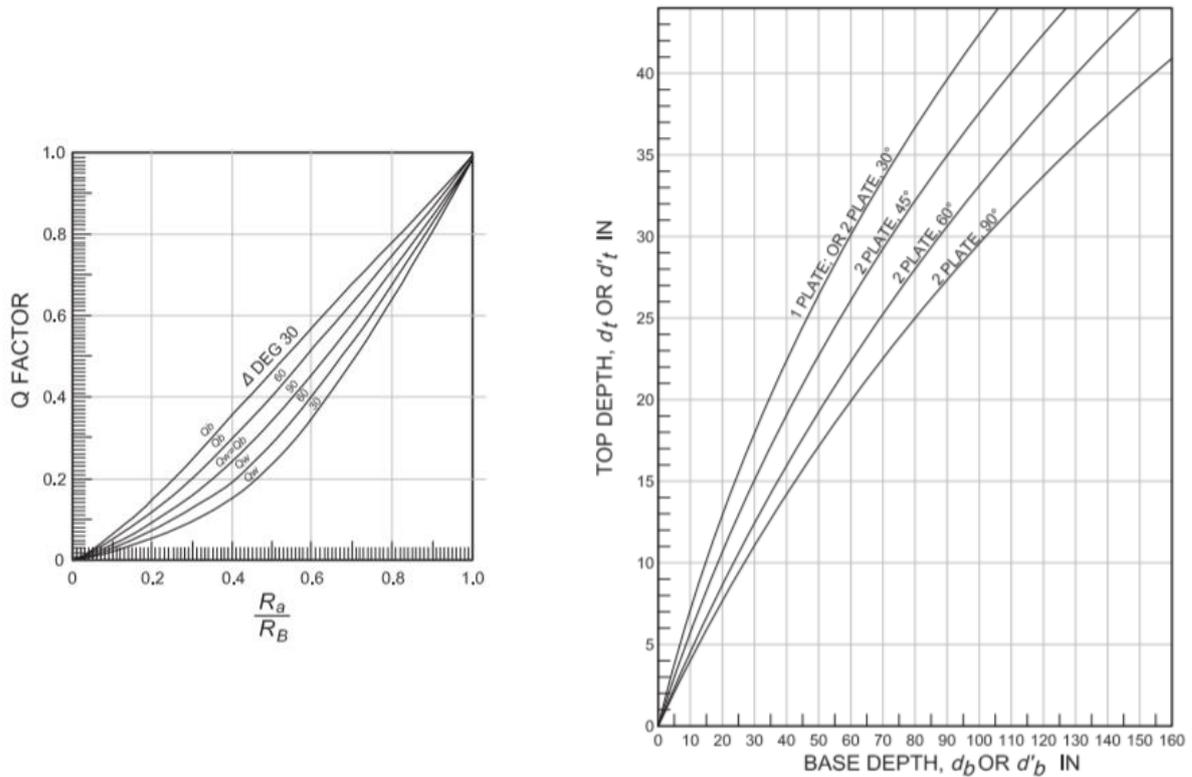


Figura 67 – Fig. N.17-18 riportate in [21]

Il metodo analitico per la verifica delle biforcazioni con setto interno prevede innanzitutto la verifica della pressione nel corpo della biforcazione con la seguente formula:

$$\sigma_p = \frac{H_c \cdot D_{i\max}}{2 \cdot t \cdot \cos \delta}$$

dove:

- $D_{i\max}$ diametro interno massimo della biforcazione;
- δ conicità;
- t spessore;
- H_c pressione interna di calcolo.

Per definire lo spessore del corpo della biforcazione devono essere inoltre verificati gli sforzi in corrispondenza delle pieghe, dove c'è una concentrazione degli stessi. Il calcolo analitico di tali sforzi di picco può essere eseguito con le seguenti formule:

$$\sigma_{\max} = \sigma \cdot k = \sigma \cdot \left(1 + 0,5 \cdot \frac{r}{R} + 0,0056 \cdot \alpha \cdot \sqrt{\frac{r}{t}} \right)$$

$$\sigma = \frac{H_c \cdot R}{t \cdot z} + 0,6 \cdot H_c$$

dove:

- r raggio interno;
- R raggio della deviazione;
- α angolo della deviazione;
- t spessore;
- z efficienza della saldatura.

Una volta definito lo spessore del corpo, lo spessore del setto può essere calcolato facendo una verifica di una trave soggetta alla pressione dell'acqua agente sul setto stesso. Di seguito si riportano, a titolo di esempio, le formule valide per la verifica alla base del setto, anche se le verifiche andranno eseguite anche in altre posizioni dove la sezione resistente è minore e quindi la verifica può risultare critica.

$$A = a_1 \cdot c_1 + a_2 \cdot c_2$$

$$F = A \cdot H_c$$

$$e = d + h_e - \frac{h_c}{2}$$

$$\sigma = \frac{F}{t_c \cdot h_c} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{h_c} \right)$$

dove:

- A area di carico del setto;
- a dimensione trasversale area di carico del setto;
- c dimensione longitudinale area di carico del setto;
- d distanza tra il baricentro dell'area di carico del setto e la linea di intersezione delle superfici interne dei coni nella sezione principale del setto;
- e eccentricità;
- F forza agente sulla sezione principale del setto;
- h altezza reale della sezione del setto;
- h_e parte esterna del setto rispetto alla linea di intersezione delle superfici interne dei coni nella sezione principale;
- t spessore del setto.
- z efficienza della saldatura.

Anche in questo caso, come per le biforcazioni con setto esterno, una verifica con il metodo degli elementi finiti è fortemente auspicabile per supportare i risultati ottenuti con i metodi analitici.

3.3.2 Distributore

Le geometrie dei distributori installati sono le più varie; in moltissimi casi la diramazione alle macchine è posizionata a 90° rispetto all'asse del distributore.

Intorno agli anni '50 si iniziò a raccordare gli ingressi al fine di contenere le perdite di carico e rendere meno turbolento l'ingresso in macchina dell'acqua.

La progettazione avveniva su base di un calcolo statico e sulla ripartizione equa delle portate al valore teorico delle velocità.

Oggi il progetto prevede anche la verifica tensionale del manufatto mediante il metodo degli elementi finiti, calcolando le azioni del fluido con programmi di fluidodinamica (CFD).

I distributori, oltre ai controlli sulle saldature, sono sempre stati oggetto di prova idraulica in officina, in qualche caso con monitoraggio puntuale mediante estensimetri per la verifica delle sollecitazioni di calcolo o mediante emissione acustica (quest'ultimo tipo di controllo è tuttavia risultato poco attendibile per l'elevato rumore di fondo e di dubbia interpretazione).

3.3.3 Curve

Le curve all'interno delle condotte forzate si trovano in corrispondenza dei cambi di direzione e possono essere altimetriche, planimetriche o plano-altimetriche.

Esse sono progettate in modo da ridurre le perdite di carico evitando, se realizzate tramite spicchi, che la singola deviazione sia eccessiva (le specifiche dell'ENEL MID12 prevedono che non vengano superati i 6° [10]).

Secondo il "Formulaire des conduits forcés oléoducs et conduits d'aération" [22], le perdite di carico nelle curve possono essere così definite:

$$\Delta H = k \cdot \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \frac{V^2}{2g}$$

dove k , β_1 e β_2 si ricavano rispettivamente dagli abachi 32-33-35 riportati in Figura 68 e V è la velocità dell'acqua nella curva.

Gli sforzi massimi nelle curve sono generalmente superiori rispetto al tratto di livelletta immediatamente adiacente in quanto in corrispondenza della piega di passaggio tra uno spicchio e l'altro si crea una concentrazione di sforzo. Tale picco di sforzo può essere calcolato tramite la seguente formula di Von H. Wieser contenuta nel «Spannungsspitzen in Segmentkrümmern» la quale permette di calcolare la sollecitazione periferica nei pressi delle giunzioni tra spicchi (σ_p) amplificando la sollecitazione periferica (σ_P) tramite un coefficiente moltiplicatore.

$$\sigma'_p = \sigma_p \cdot \left(1 + 0,0056 \cdot \frac{\alpha}{n} \cdot \sqrt{\frac{D_i}{2 \cdot t}} \right)$$

dove:

- D_i diametro interno della curva;
- α angolo effettivo del gomito;
- n numero di giunte;
- t spessore.

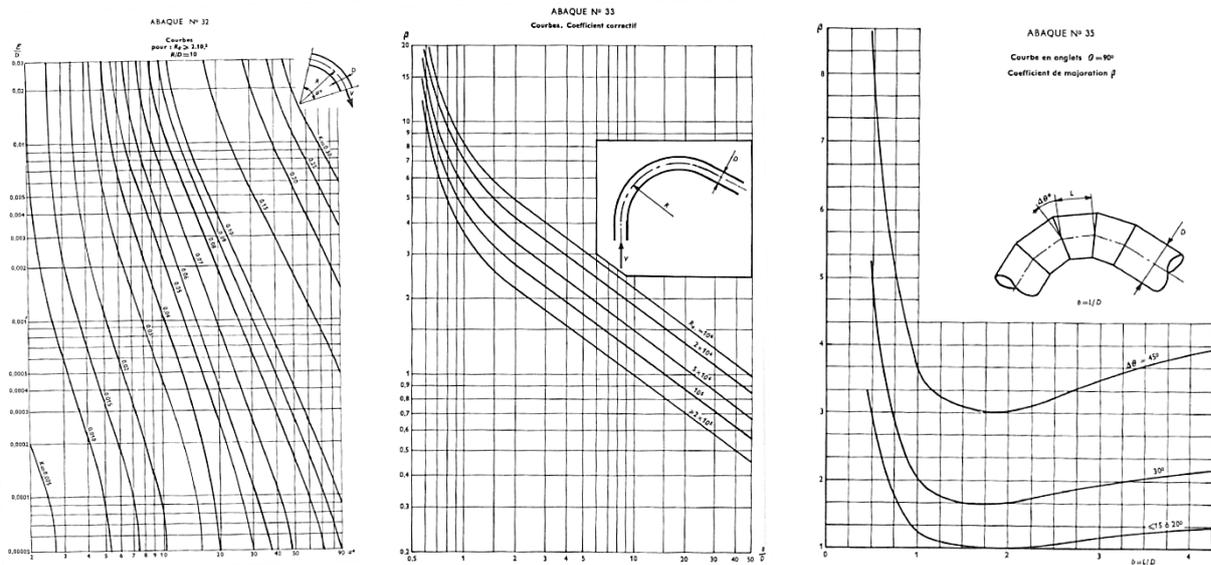


Figura 68 – Abachi 32-33-35 tratti [22]

In corrispondenza delle curve, la condotta è soggetta alla seguente spinta idraulica:

$$F = \pi \cdot \frac{H_c \cdot D_i^2}{4} \cdot \text{sen} \alpha$$

Di conseguenza, salvo per i piccoli angoli, solitamente nelle curve vengono previsti dei blocchi di ancoraggio atti a reggere tale spinta.

3.3.4 Coni

I coni si trovano in corrispondenza del passaggio tra due tratti di condotta di diametro differente. Possono essere collocati:

- all'inizio della condotta per ridurre la perdita di carico all'imbocco;
- all'interno del tracciato nel caso in cui per la condotta siano stati previsti diametri differenti. Ciò può succedere per ottimizzarne il costo impiegando diametri maggiori nella parte alta della stessa dove le pressioni sono più basse e riducendo il diametro nella parte bassa dove le pressioni sono elevate;
- alla fine della condotta per consentire il passaggio tra il diametro della stessa e il diametro della valvola di macchina o del tratto di condotta di ingresso in turbina.

Lo sforzo massimo nei coni è dato dalla seguente formula:

$$\sigma_p = \frac{H_c \cdot D_i}{2 \cdot t \cdot \cos \delta}$$

dove:

- D_i diametro interno massimo del cono;
- δ conicità;
- t spessore;
- H_c pressione interna di calcolo.

Secondo il "*Formulaire des conduits forcés oléoducs et conduits d'aération*" [22], le perdite di carico nei coni possono essere così definite:

$$\Delta H = \frac{\lambda}{8 \cdot \sin \frac{\delta}{2}} \cdot \frac{\kappa^2 - 1}{\kappa^2} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

dove:

- κ rapporto tra la sezione maggiore e minore del cono;
- δ conicità;
- V velocità nella sezione minore;
- λ coefficiente di perdita lineare medio tra la sezione maggiore e minore.

In corrispondenza dei coni, la condotta è soggetta alla seguente spinta idraulica:

$$F = \pi \cdot \frac{H_c \cdot (D_i^2 - d_i^2)}{4}$$

dove:

- D_i diametro interno massimo del cono;
- d_i diametro minimo del cono.

3.3.5 Imbocchi

Gli imbocchi convogliano la portata d'acqua dal bacino di carico alla condotta forzata e rappresentano l'inizio della stessa.

$$\Delta H = k \cdot \frac{V^2}{2g}$$

L'imbocco viene studiato facendo riferimento alle perdite di carico associate ad ogni singola tipologia (Figura 69÷Figura 71). A titolo d'esempio per calcolare le perdite di carico si riporta il valore del coefficiente k ricavato tramite gli abachi riportati in [22] in funzione di:

- e spessore dell'imbocco;
- D diametro interno tubo d'imbocco;
- V velocità dell'acqua in ingresso;
- δ inclinazione dell'imbocco;
- ε rugosità;
- r raggio di curvatura.

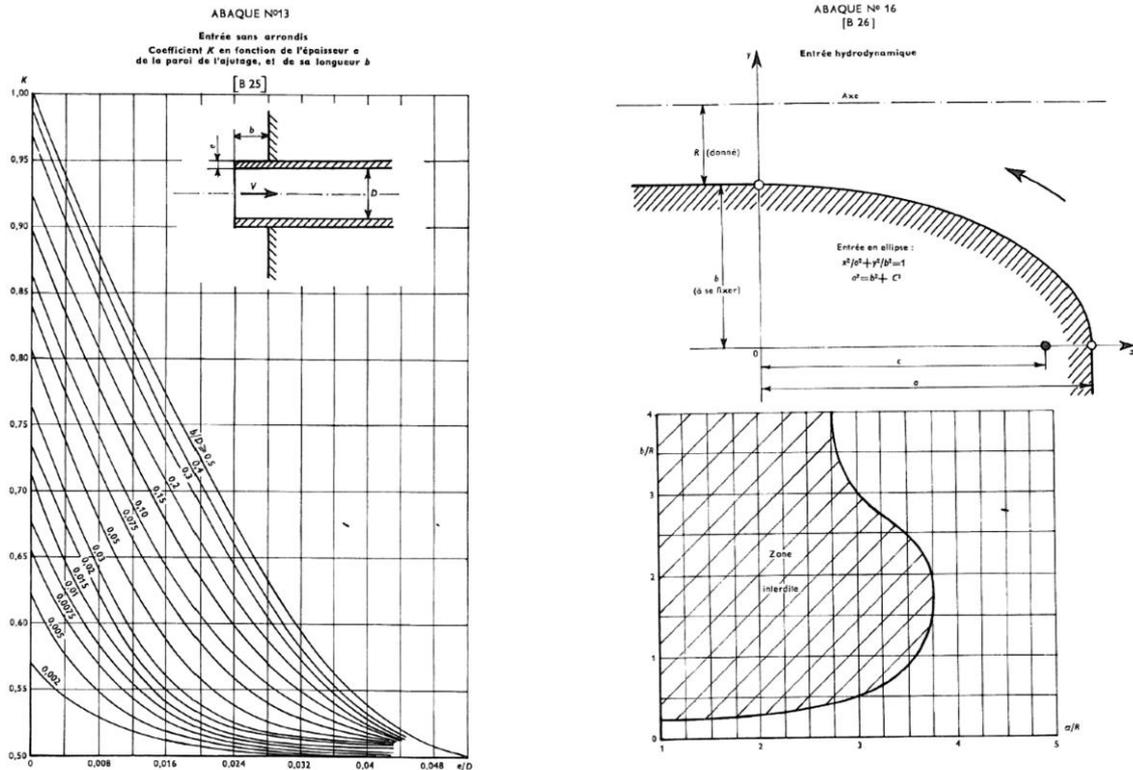


Figura 69 – Abachi 13-14 tratti da [22]

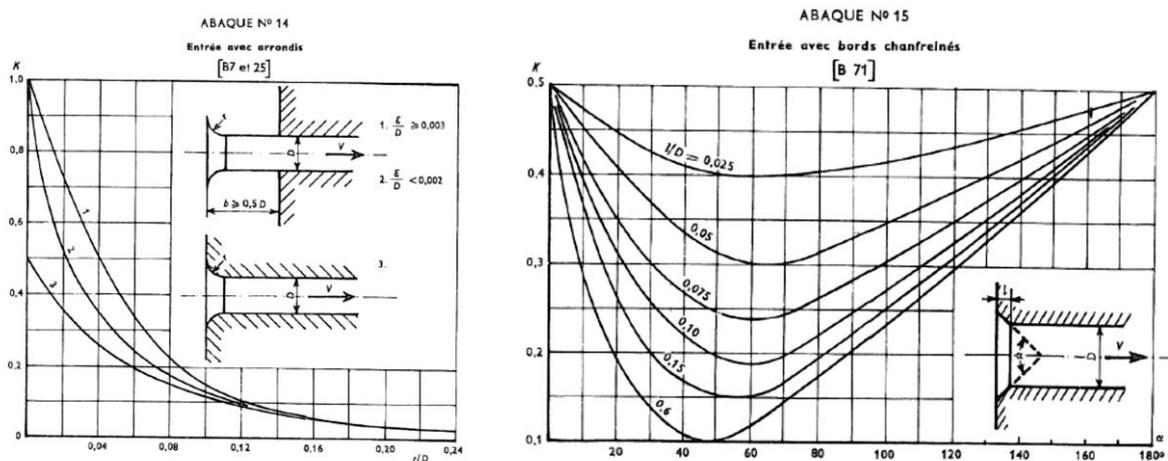


Figura 70 – Abachi 14-15 tratti da [22]

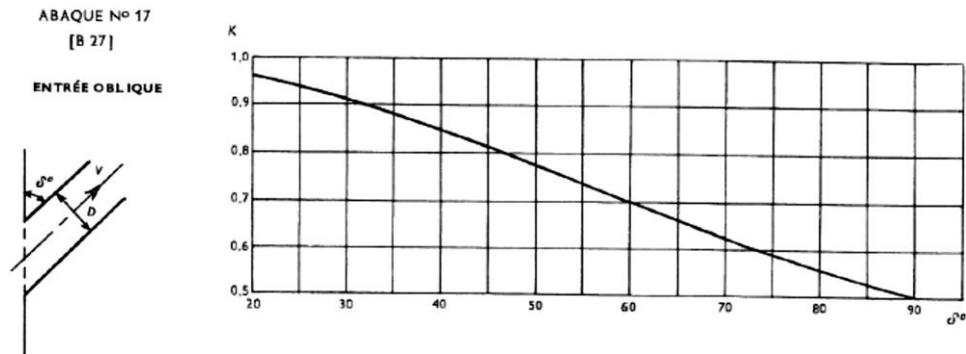


Figura 71 – Abaco 17 tratto da [22]

3.3.6 Passi d'uomo

I passi d'uomo nelle condotte più datate hanno una sezione ellissoidale con assi di 300x400 mm che rendono estremamente difficoltoso l'accesso; il loro numero era inoltre decisamente esiguo.

Dagli anni '50 si cominciò a prevedere un numero di passi d'uomo adeguato, soprattutto perché da queste aperture era possibile inserire i cavi delle saldatrici e inoltre fungevano anche da prese d'aria per l'uscita dei fumi di saldatura; in questo periodo i passi d'uomo si installavano sulla parte sommitale della condotta.

Dagli anni '80 per le condotte di maggior diametro, per motivi di sicurezza, fu prevista la presenza di almeno un passo d'uomo per ogni livelletta, in posizione prossima al blocco di ancoraggio, collocato sui due quadranti inferiori della circonferenza del tubo con cerniera dell'apertura rivolta a valle (Figura 72). Le specifiche ENEL richiedono un diametro minimo di 500÷600 mm. Sono generalmente dotati di guidavvena interno.



Figura 72 – Passo d'uomo con apertura verso valle

La verifica dei passi d'uomo è generalmente eseguita con metodi analitici, supportata da un'eventuale verifica a elementi finiti per calcolare i picchi di sforzo.

Il metodo analitico consiste sostanzialmente nel verificare che il piatto in lamiera di rinforzo e/o il sovrassessore di dimensionamento del tubo principale e della manica del passo d'uomo compensino l'apertura effettuata per realizzare il passo d'uomo stesso. Le formule per l'esecuzione di questo tipo di verifica si possono recuperare da diverse fonti tra le quali:

- raccolte VSR (*Verifica di Stabilità dei Recipienti a pressione*) che rappresentano il riferimento a livello di normativa italiana;
- norme ASME (*Boiler & Pressure Vessel Code*) a livello internazionale.

Nel caso in cui le dimensioni dell'apertura, confrontate con il diametro del tubo principale, siano maggiori rispetto ai limiti previsti dalle norme applicabili per l'impiego dei piatti in lamiera di rinforzo, i passi d'uomo andranno rinforzati e calcolati come biforcazioni a setto esterno.

3.3.7 Giunti di dilatazione

I giunti di dilatazione sono inseriti nelle condotte per ridurre sensibilmente gli sforzi dovuti all'impedita dilatazione/accorciamento delle livellette comprese tra due blocchi di ancoraggio, dovuti essenzialmente alle variazioni di temperatura e all'effetto Poisson. Il giunto di dilatazione consente inoltre la correzione delle piccole differenze di lunghezza che si possono riscontrare durante il montaggio della condotta.

Generalmente i giunti di dilatazione sono posti appena a valle dei blocchi di ancoraggio (Figura 73).

Il sistema a cannocchiale rimane il più diffuso tra i giunti di dilatazione con una serie di varianti che dipendono dal costruttore; nella progettazione si cerca di ridurre al minimo la spinta idraulica esercitata dalla corona circolare della tenuta.

L'acciaio inox è oggi il materiale più usato per ridurre l'attrito sulle superfici di scorrimento del giunto.

Alle vecchie guarnizioni di tenuta realizzate con corda segata a sezione quadra si sono aggiunti anelli tondi in neoprene che sostituiscono o integrano le vecchie guarnizioni.



Figura 73 – Giunti di dilatazione

3.3.8 Giunti di smontaggio

I giunti di smontaggio si applicano nei punti della condotta dove occorre smontare e montare rapidamente degli elementi, come ad esempio in adiacenza alle valvole (Figura 74). Questi giunti consentono di recuperare un gioco di 3÷25 mm tra la tubazione e l'elemento da smontare in modo da consentirne lo sfilamento.

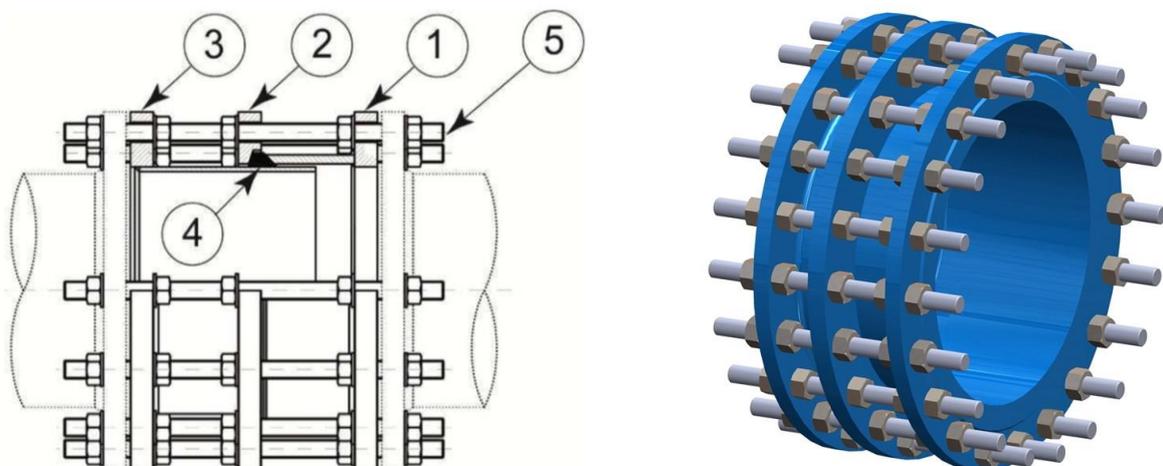


Figura 74 – Giunto di smontaggio (rif. T.i.S. Group): (1) corpo fisso, (2) flangia, (3) corpo mobile, (4) guarnizione, (5) barre filettate

3.4 Opere civili

Le opere civili inerenti le condotte forzate si distinguono tra quelle che devono assorbire gli sforzi agenti sulla condotta (blocchi d'ancoraggio) e quelle per garantire l'appoggio della condotta stessa e facilitarne l'escursione termica (selle d'appoggio).

Si riporta nel seguito una rassegna su queste tipologie di manufatti, soprattutto per quanto concerne le condotte forzate esistenti.

3.4.1 Blocchi

Le forze trasmesse dalla condotta debbono essere assorbite da appositi blocchi d'ancoraggio in calcestruzzo.

Con condotte senza giunti di dilatazione si può fare a meno dei blocchi di ancoraggio nei vertici e risparmiare quindi importanti masse di calcestruzzo; le pareti del tubo e le unioni trasversali risultano però più sollecitate, dovendo sopportare gli sforzi per variazioni di lunghezza della condotta per cambiamenti di temperatura e per pressione interna. In tal caso i blocchi d'ancoraggio vengono posti nei tratti rettilinei della tubazione e le sollecitazioni sulla condotta per le variazioni suddette vengono contenute con la scelta di un'adatta e ben calcolata temperatura di montaggio.

La tubazione deve costituire un tutt'uno col blocco e perciò deve essere corredata delle necessarie carpenterie metalliche di ancoraggio (fascioni, collari, ecc.); inoltre il blocco deve essere reso monolitico armandolo appositamente.

I blocchi sono abitualmente realizzati in calcestruzzo con dosaggi di circa 300 kg/m^3 di cemento; in passato in molti casi sono stati anche realizzati in muratura di pietrame con malta dosata a circa 300 kg di cemento per ogni metro cubo di sabbia.

Le parti fuori terra dei blocchi eseguiti in calcestruzzo venivano rivestite con un intonaco a circa 500 kg/m^3 di cemento, mentre quelli eseguiti in muratura venivano rifiniti con una mano di buona malta da costruzione.

Preventivamente alla sua esecuzione, il terreno su cui si fonda il blocco di ancoraggio, qualora non fosse roccia sana, deve essere accuratamente compattato per evitare che possa cedere sotto gli sforzi; si deve inoltre verificare l'impossibilità della formazione di flussi d'acqua tra il blocco ed il terreno prevedendo opportuni accorgimenti per tale eventualità.

Nel seguito si riporta una breve trattazione in merito al calcolo dei blocchi di ancoraggio, semplicemente come indicazione delle sollecitazioni che devono assorbire e dei criteri principali per il loro dimensionamento.

Nei vertici di una condotta, per il dimensionamento di un blocco, vanno considerate per il tratto di tubazione afferente le seguenti forze:

- componente secondo l'asse del peso della tubazione;
- componente del peso dell'acqua nella tubazione;
- spinte idrostatiche sull'area netta delle sezioni a monte e a valle;
- sforzi d'attrito tra tubazione appoggio;
- sforzo d'attrito che si verifica nel giunto di dilatazione;
- sforzi di temperatura;
- sforzi per contrazione della tubazione per effetto della pressione interna;
- spinte idrostatiche nei giunti di dilatazione;
- spinte sui coni di raccordo.

Ci sarebbe anche la resistenza d'attrito fra le superfici laterali del blocco ed il terreno ad esso circostante, ma per maggior sicurezza e semplificazione di calcolo si può trascurare.

Calcolate le forze (Figura 75) che agiscono in ogni singolo vertice, il cui punto di applicazione è nel punto d'incontro degli assi delle due livellette, si compongono e se ne trova la risultante (C) che è appunto la risultante delle forze trasmesse dalla condotta al blocco d'ancoraggio.

Si studia quindi la forma più opportuna del blocco, anche in funzione della conformazione del terreno di fondazione, e se ne calcola il peso (P), che, applicato al baricentro del blocco, si compone con la risultante (C) di tutti gli sforzi che agiscono sul blocco, ricavando infine la risultante (R).

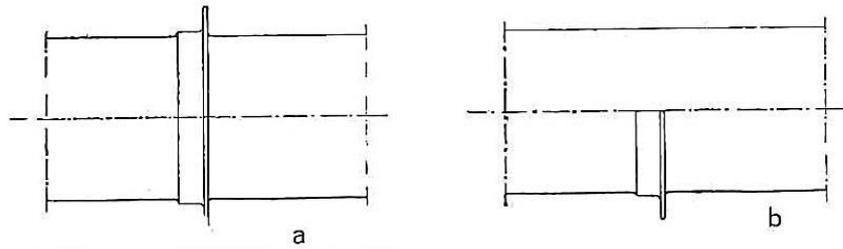


Figura 76 - Corniere

Se il vertice è convesso, la risultante delle spinte idrostatiche tende a sollevare la condotta e pertanto viene contrastata con fascioni d'ancoraggio e tiranti (Figura 77), che hanno lo scopo di riportare sul blocco l'azione globale degli sforzi.

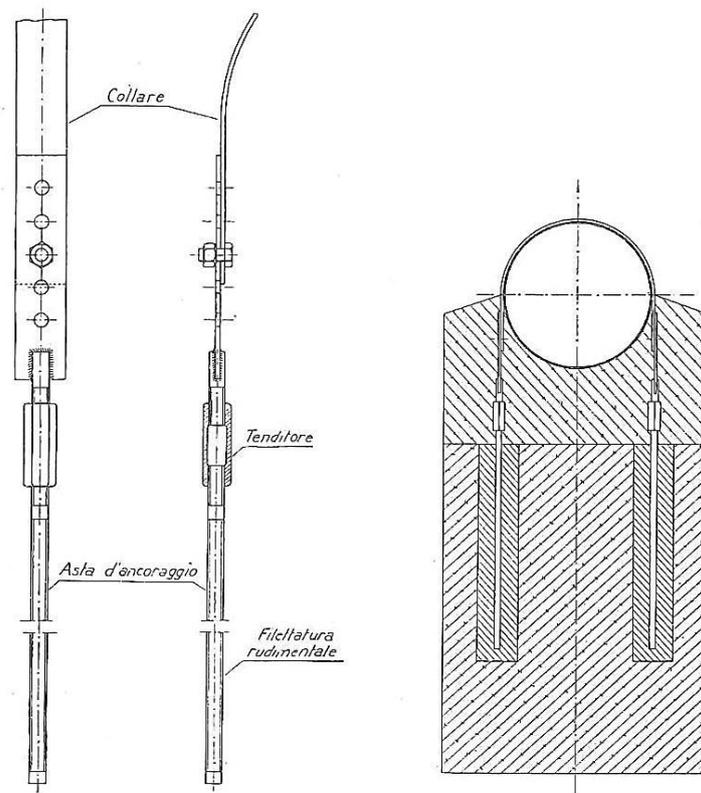


Figura 77 - Fascioni e tiranti

Nei vertici concavi invece la risultante delle spinte idrostatiche tende a comprimere la tubazione sul blocco, ed allora i fascioni servono da legame rigido della tubazione alla massa del blocco. Quando la condotta è completamente fuori dal blocco (Figura 78) è appoggiata e collegata al blocco mediante grosse travi a C che si attaccano ai fianchi del tubo. Con questo sistema di ancoraggio si riduce la massa di calcestruzzo necessaria e la condotta è completamente accessibile ed ispezionabile.

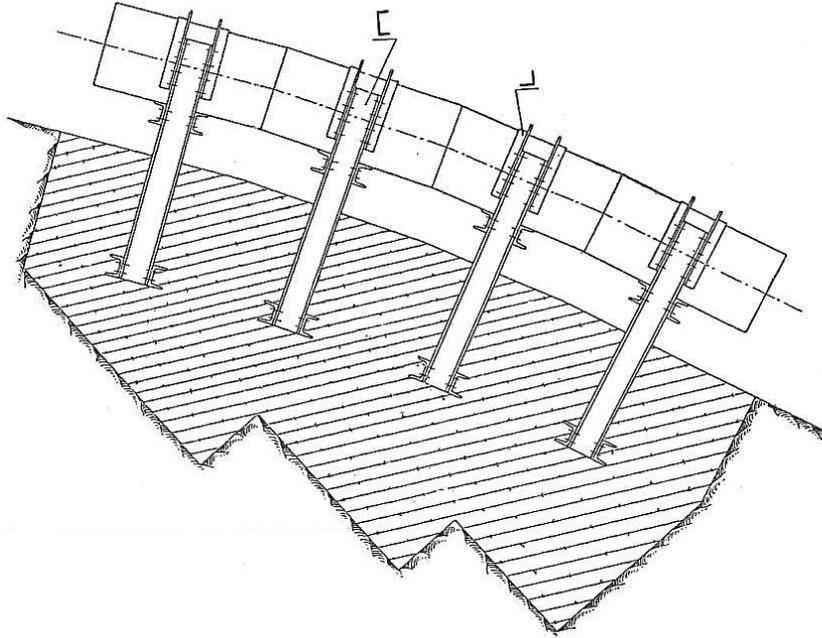


Figura 78 - Ancoraggi con profilati a C

Le sollecitazioni per il calcolo degli ancoraggi in carpenteria metallica devono essere stabilite con larghi margini di sicurezza per evitare deformazioni elastiche dell'acciaio che potrebbero essere dannose all'efficienza dell'ancoraggio (Figura 79).

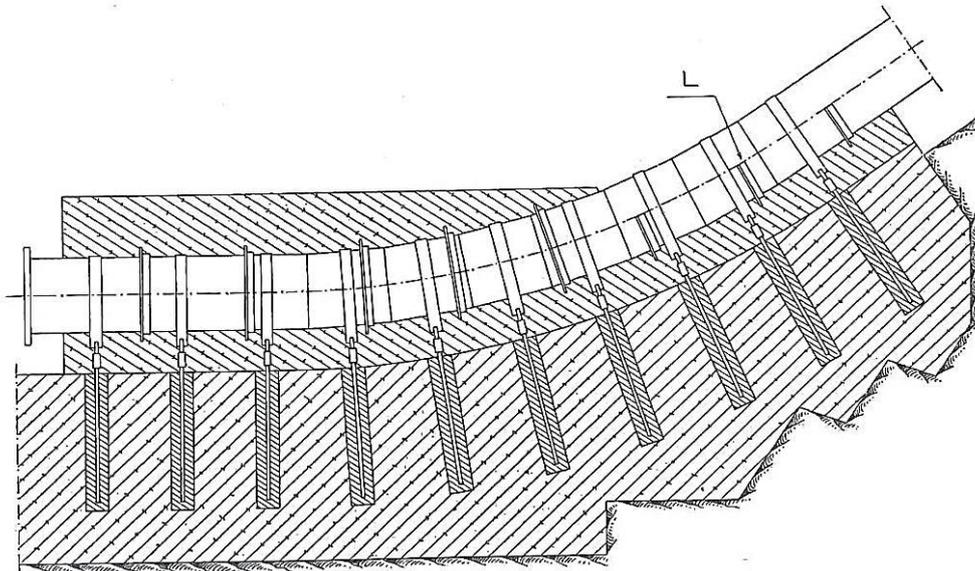


Figura 79 - Assieme di ancoraggi nei blocchi (interni ed esterni)

3.4.2 Selle

Normalmente una condotta viene fatta appoggiare su blocchi in calcestruzzo (in passato anche in muratura) posti indicativamente a circa 6÷12 m gli uni dagli altri.

Per la scelta dei materiali da impiegare nella costruzione di questi sostegni, ci si deve attenere alle stesse norme già indicate per i blocchi d'ancoraggio.

Questi appoggi devono essere verificati per:

- slittamento;
- pressione sul terreno.

Considerando come azioni sollecitanti:

- peso proprio del sostegno;
- componente normale del peso di una campata di tubazione piena di acqua;
- componente assiale d'attrito della tubazione sostenuta.

Si riporta in Figura 80 uno schema delle forze agenti su un appoggio.

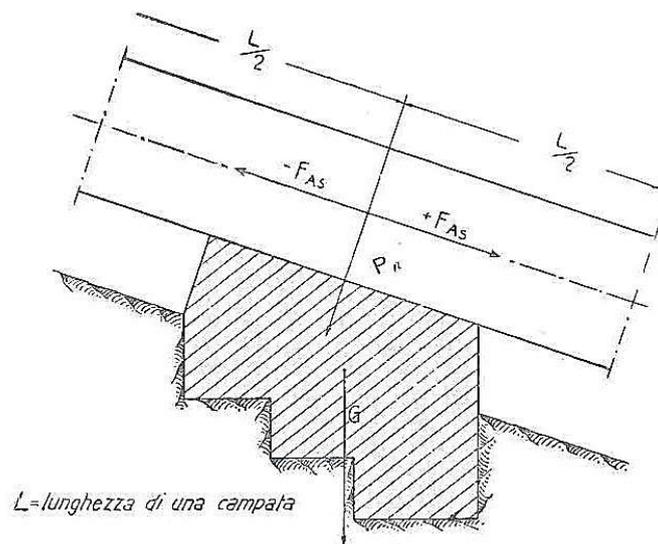


Figura 80 - Schema forze agenti su appoggio

Nel caso che il sostegno sia compreso tra due tubi di diametro diverso è opportuno introdurre nella verifica anche le spinte idrostatiche.

Anche in questo caso le fondazioni dei sostegni, qualora non fossero su roccia sana, devono essere ben preparate e compattate per evitare cedimenti che potrebbero provocare sollecitazioni longitudinali addizionali nella condotta.

Per facilitare i movimenti della tubazione per variazioni di temperatura e pressione interna, si interpongono tra gli appoggi e la tubazione delle selle metalliche.

Le più semplici sono quelle in lamiera di acciaio curvata che abbracciano generalmente il tubo per un angolo di 120° circa (Figura 81).

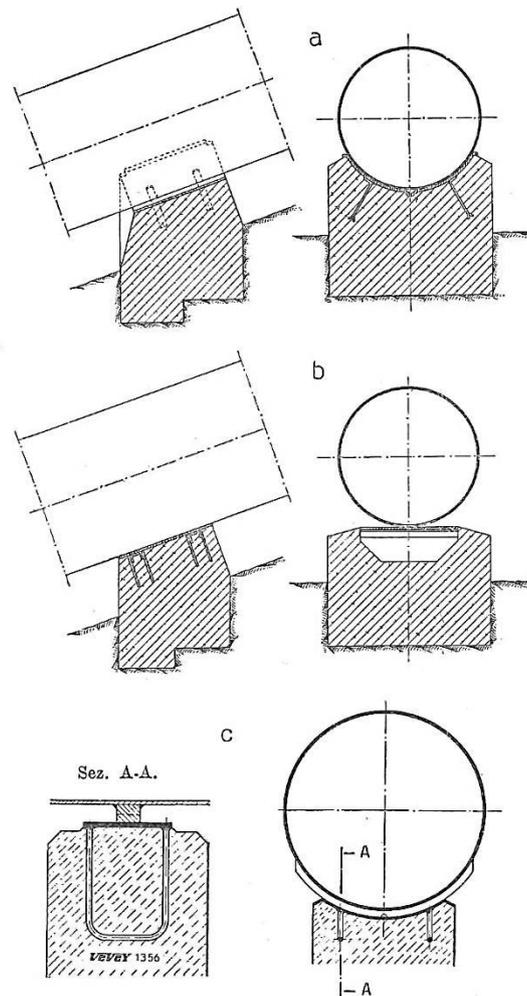


Figura 81 - Selle in lamiera d'acciaio

Queste selle sono state impiegate in passato su molte condotte, per poi abbandonare il loro impiego in quanto avevano il difetto di trattenere l'umidità e di non essere ispezionabili. Su vecchie condotte in qualche caso si è constatato, per questa deficienza, la corrosione sia della sella sia della tubazione.

Le selle piane sono invece adoperate (Figura 82) in condotte di piccolo diametro e di spessore tale da garantire la rigidità della tubazione agli effetti delle pressioni laterali sulle pareti, e soprattutto in tubazioni soggette a spostamenti nel senso trasversale al proprio asse.

Tipi di selle circolari che eliminano tutti gli inconvenienti lamentati in quelle a semplice lamiera curvata sono rappresentati nella Figura 81 c, e nella Figura 82 a, b. La prima e seconda impiegate su tubazioni normali, la terza su tubazioni blindate.

Quando occorre ridurre al minimo la spinta orizzontale sugli appoggi si ricorre a speciali tipi di selle a rulli (Figura 83 a-b) o a pieducci (Figura 84 a-c) con interposto materiale a basso coefficiente di attrito. I rulli possono essere anche sostituiti da superfici di contatto lubrificate come in Figura 84 c. Su tubazioni a forte variazioni di lunghezza si ricorre esclusivamente a questa tipologia di selle.

In presenza di movimenti di versante si utilizzano selle regolabili nelle 3 direzioni per assicurare il supporto della tubazione nonostante gli spostamenti indotti dalla fondazione che devono comunque mantenersi entro certi limiti.

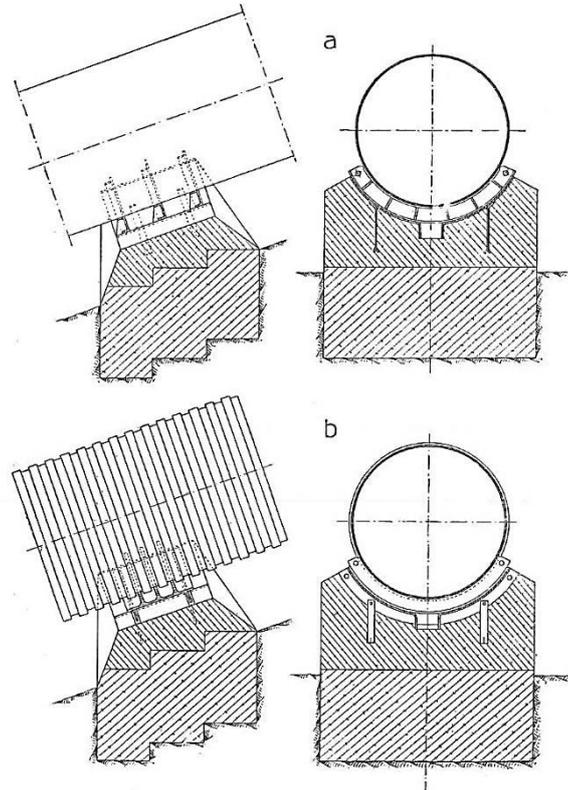


Figura 82 - Selle piane

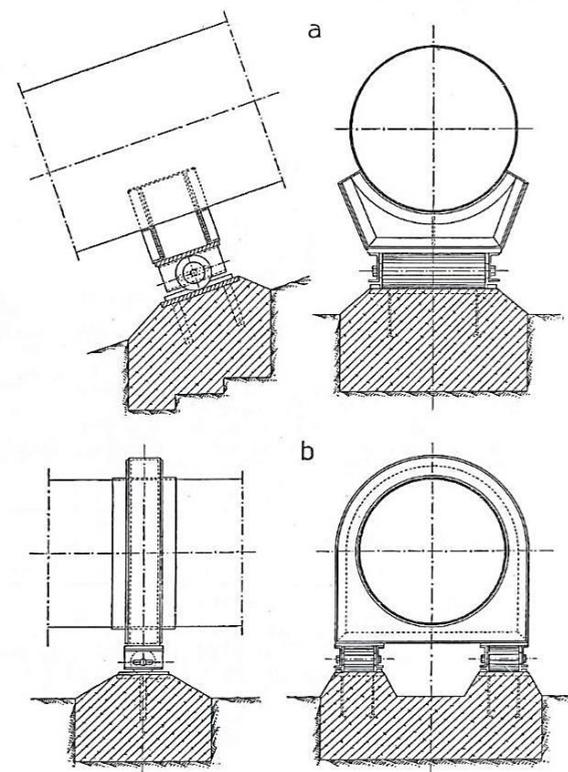


Figura 83 - Selle a rulli

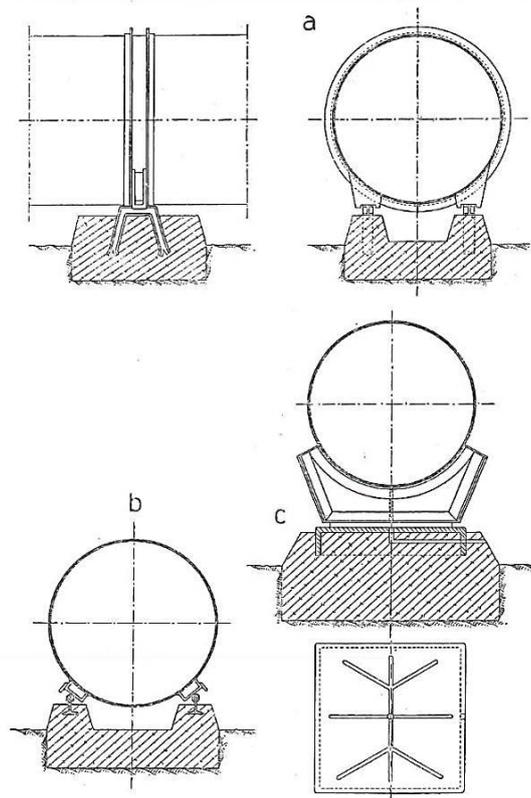


Figura 84 - Selle a pieducci e lubrificate

3.5 Dispositivi di sicurezza

Le condotte sono dotate di dispositivi di sicurezza che sono in grado di rilevare possibili variazioni di velocità dell'acqua in condotta, che possono essere dovuti a una rottura, e comandare in conseguenza la chiusura della valvola a farfalla installata in testa, interrompendo il flusso.

3.5.1 Dispositivi di sovravelocità di tipo meccanico (palmola)

Il rilevatore di velocità a palmola è in grado di rilevare un aumento della velocità del fluido in condotta, oltre un certo valore prefissato, e di comandare la chiusura della valvola di testa condotta tramite un congegno oleodinamico o a contrappeso (Figura 85, sinistra). Il sistema è privo di alimentazioni esterne di tipo elettrico, ma agisce solo in conseguenza allo spostamento della palmola stessa.

Il flusso dell'acqua in condotta esercita una spinta sulla palmola, controbilanciata sino a un certo valore di velocità dal contrappeso, la cui posizione costituisce la regolazione del sistema.

Quando si supera la velocità critica prestabilita, il sistema agisce su un distributore idraulico che apre, mandandolo in scarico, il cilindro idraulico che mantiene aperta la valvola di sicurezza che a sua volta tiene aperta la valvola a farfalla (Figura 85, destra). Si interrompe così il flusso in condotta evitando che l'acqua continui a fuoriuscire.

La palmola deve essere montata a monte della valvola a farfalla a una distanza tale da evitare che il flusso perturbato nella valvola influenzi il comportamento della palmola stessa.

Il range di velocità è generalmente compreso tra 1,5 e 6 m/s; il diametro minimo della condotta per installare il sistema è di circa 20 cm e la pressione massima non deve superare i 40 bar.

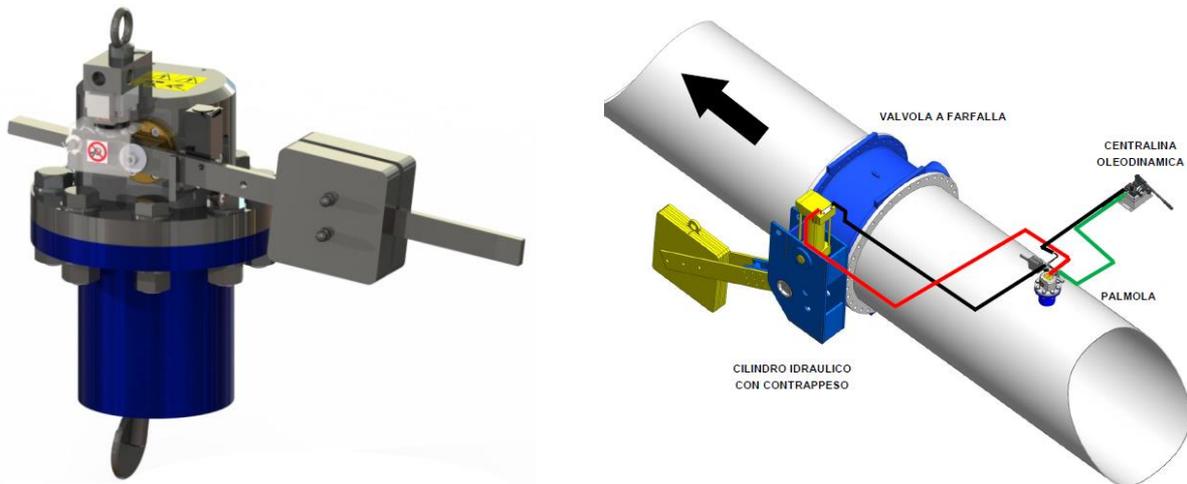


Figura 85 - Misuratore di velocità a palmola (sinistra) e schema del sistema palmola-valvola a farfalla (destra) - (rif. T.i.S Group)

3.5.2 Misuratori a ultrasuoni

Il principio di funzionamento dei misuratori a ultrasuoni è basato sulla misura della velocità impiegata da un impulso ultrasonoro a percorrere il tratto da A verso B nel verso del moto dell'acqua in condotta, rispetto alla velocità, minore perché in senso contrario rispetto al flusso, impiegata da B verso A (Figura 86). La differenza dei tempi di percorrenza è proporzionale alla velocità media dell'acqua in condotta, V_m :

$$V_m = \frac{c^2}{2L \cos \alpha} (t_1 - t_2)$$

dove c è la velocità del suono, t_1 e t_2 sono rispettivamente il tempo impiegato dall'impulso sonoro a percorrere il tratto A-B e B-A.

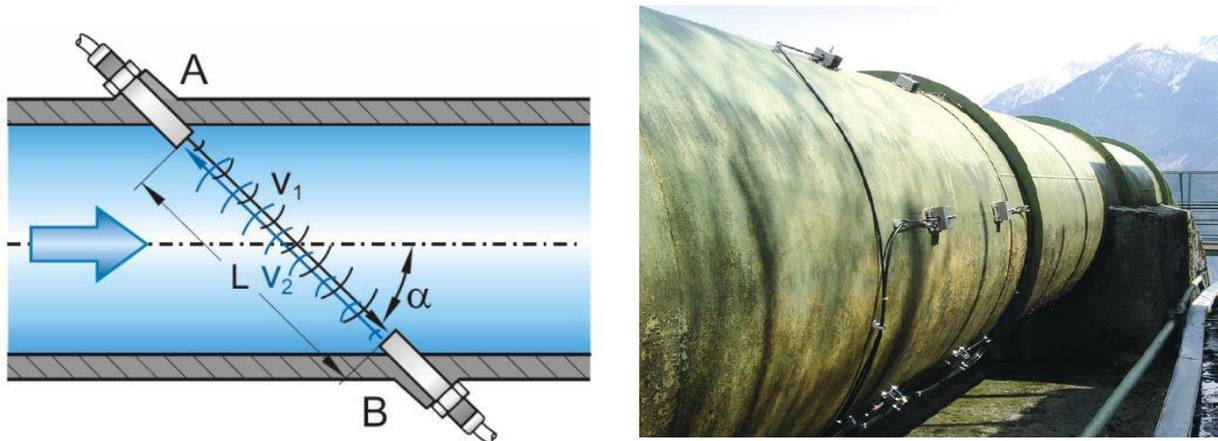


Figura 86 - Schema di funzionamento delle corde foniche (sinistra, rif. BM Tecnologie Industriali) e installazione su una condotta (destra, rif. TerryFerraris&C.)

La precisione di misura della portata a corde foniche è compresa generalmente in un range che varia dal 2% al 5%, in funzione del numero di corde installate, che non è mai superiore a otto secondo TerryFerraris&C. (Figura 87).

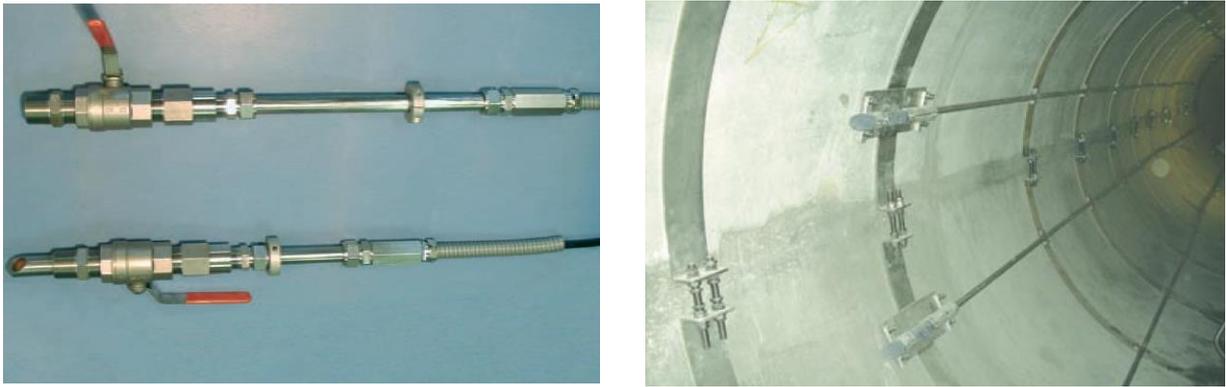


Figura 87 - Sensori a inserzione per condotte (sinistra) e installazione in opera (destra) - (rif. TerryFerraris&C.)

I misuratori possono essere applicati a tubazioni fino a 9 m di diametro. Esistono sistemi con sensori da applicare *clamp-on* all'esterno della tubazione, che non richiedono dunque il fermo impianto per l'installazione.

La precisione delle misure a ultrasuoni consente di individuare anche piccole differenze di portata dell'acqua all'ingresso e alla fine della condotta forzata. Rilevare una differenza superiore a un valore prefissato, indica una perdita lungo la condotta che, se elevata, provoca la chiusura dell'organo di intercettazione.

È evidente come il sistema di rilevazione differenziale consenta una protezione maggiore di quello con palmola che può individuare solo portate sensibilmente maggiori di quella massima dell'impianto, cui corrisponde una rottura di grosse dimensioni.

Altre metodologie impiegate per individuare le perdite, di piccola entità, in particolare per le condotte interrate, sono basate sulla localizzazione acustica. Nelle tubazioni in pressione, l'acqua fuoriuscendo dalla rottura genera un suono. Rilevando queste onde sonore si riesce a individuare la perdita sino a distanze variabili tra i 150 e i 300 m, a seconda delle condizioni locali della condotta (Figura 88). Questi sistemi non sono attualmente applicabili a condotte in materiale plastico. Un'ispezione visiva lungo il tracciato può evidenziare le perdite affioranti.

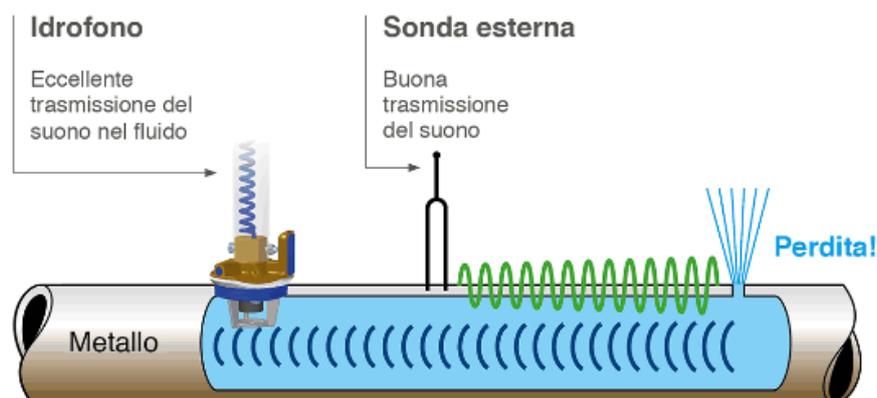


Figura 88 - Localizzazione acustica (rif. Hinni AG)

Esiste anche un metodo, parzialmente ancora in fase sperimentale, basato sul moto vario: si effettua il rilievo delle onde di pressione generate da un transitorio di moto vario, ovviamente di modesta entità, per localizzare la rottura e stimarne l'entità, sfruttando il parziale fenomeno di riflessione che le onde elastiche subiscono in presenza di una discontinuità.

4 METODOLOGIE DI CONTROLLO

Nel seguito sono elencate le prove e i controlli, distruttivi e non distruttivi, che possono essere utili ed applicabili per lo svolgimento di indagini sullo stato di conservazione delle condotte forzate.

4.1 Anamnesi storica

L'anamnesi storica di una condotta, e dei suoi elementi accessori, parte dalla verifica diretta (sopralluogo e constatazione visiva) della conformità dei manufatti alla documentazione di progetto. Occorre poi raccogliere la documentazione disponibile relativa a tutti gli interventi di manutenzione straordinaria, rinnovo e sostituzione di pezzi susseguitisi nel tempo, comprese le notizie e/o documentazioni di eventuali eventi straordinari (eventi franosi, eventi sismici ecc.).

4.2 Esame visivo – VT (*Visual Test*)

Il primo esame da eseguire per valutare lo stato di conservazione di una condotta aerea è l'ispezione visiva esterna perché consente di valutare lo stato di corrosione, con particolare riguardo alle zone più sensibili quali le selle o i tratti situati in ingresso o contenuti nei blocchi in calcestruzzo. In queste aree, a causa delle modalità costruttive utilizzate (p.es. le selle a culla o i getti non correttamente eseguiti), si può accumulare umidità persistente che può dare origine a fenomeni corrosivi avanzati (Figura 89, sinistra). È inoltre importante anche l'ispezione interna per evidenziare anche in questo caso corrosioni estese o localizzate, fenomeni di *pitting*, o erosioni dovute al trasporto solido del flusso idraulico in condotta (Figura 89, destra).



Figura 89 – Corrosione esterna in prossimità di una sella (sinistra) e fenomeno di *pitting* all'interno di una condotta di acciaio (destra)



Figura 90 – Scrostatura e ossidazione interna di alcune virole

In particolare gli esami visivi si distinguono in:

- a) Esame visivo esterno (diretto e/o indiretto per zone difficilmente raggiungibili).
- b) Esame visivo interno mediante ispezioni dirette.

- c) Esame visivo interno mediante strumenti (endoscopi) o specifici sistemi robotizzati dotati di telecamera (*Remotely Operated Vehicle* - ROV, Figura 91).

Gli esami visivi non devono limitarsi unicamente alla tubazione ma estendersi a tutti gli elementi accessori (organi idraulici di guardia e sicurezza, giunti di dilatazione, supporti e selle, blocchi di ancoraggio ecc.) che possono influire direttamente sul comportamento della condotta.



Figura 91 – Sistema robotizzato per le ispezioni interne

4.3 Controlli dimensionali – DT (*Dimensional Test*)

I controlli dimensionali, generali e/o specifici, sono atti a verificare:

- la rispondenza dei manufatti alla documentazione progettuale;
- eventuali movimenti anomali delle tubazioni e dei relativi elementi di supporto (disallineamenti, ovalizzazioni, scorrimento/scivolamento sugli appoggi, abbassamento/rotazione degli appoggi, distacco dagli appoggi ecc.);
- eventuali anomalie funzionali dei giunti di dilatazione (disallineamenti, sfilamento o impuntamento ecc.).

4.4 Esami con liquidi penetranti – PT (*Penetrant Test*) per difetti affioranti

In questo caso si effettua un:

- Esame difettoscopico mediante liquidi penetranti delle giunzioni saldate e delle superfici in genere.



Figura 92 – Ispezione mediante liquidi penetranti

L'esame con liquidi penetranti è volto ad accertare l'esistenza di discontinuità che affiorano sulla superficie da esaminare. Alcune classi di processi produttivi, quali per esempio i trattamenti termici, possono produrre difetti superficiali che sono potenzialmente pericolosi perché le sollecitazioni più gravose sono proprio quelle che agiscono in superficie in quanto in superficie possono esservi delle sollecitazioni residue di lavorazione che si sommano a quelle dei carichi (Figura 92).

I punti fondamentali di una procedura di controllo magnetoscopico sono:

- Pulitura preliminare delle superfici.
- Applicazione (se previsto) di un idoneo mezzo di contrasto.
- Applicazione del penetrante e rimozione dell'eventuale eccesso.
- Applicazione del rivelatore.
- Interpretazione delle indicazioni.
- Verbalizzazione delle indicazioni.
- Pulizia finale.

4.5 Controlli magnetoscopici – MT (*Magnetoscopic Test*) per difetti affioranti

Fanno parte dei controlli magnetoscopici:

- a) Esame difettoscopico mediante magnetoscopia delle giunzioni saldate, di superfici in genere e di altri elementi (chiodature, corniere ecc.).
- b) Rilevazione delle armature mediante magnetoscopia (pacometro).

L'esame magnetoscopico consiste nell'applicare al pezzo in esame un intenso campo magnetico, ottenuto mediante un'apposita apparecchiatura. Qualora il pezzo presenti una discontinuità, essa interromperà le linee di flusso magnetico, creando una fuga di flusso sulla superficie del pezzo che sarà evidenziata dal rivelatore applicato sulla superficie da esaminare (Figura 93).

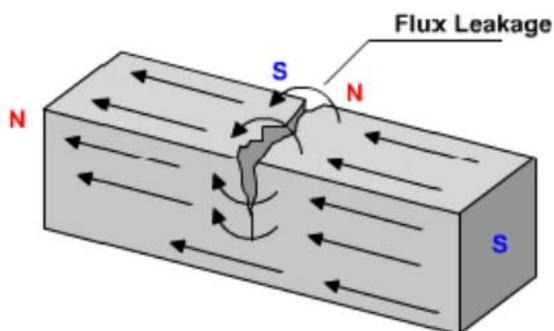


Figura 93 – Campo magnetico applicato con l'esame magnetoscopico

I punti fondamentali di una procedura di controllo magnetoscopico sono:

- Pulitura preliminare delle superfici.
- Applicazione (se previsto) di un idoneo mezzo di contrasto.
- Applicazione del campo magnetico.
- Applicazione del rivelatore.
- Interpretazione delle indicazioni.
- Verbalizzazione delle indicazioni.
- Smagnetizzazione del pezzo (se prevista).

4.6 Esami a ultrasuoni – UT (*Ultrasonic Test*)

Rientrano tra gli esami a ultrasuoni:

- Controllo spessimetrico digitale mediante ultrasuoni e con strumenti specifici che dispongono della presentazione a-scan sullo schermo.
- Esame difettoscopico mediante ultrasuoni (con sonda angolata) delle giunzioni saldate e chiodate, con rappresentazione a-scan sullo schermo.
- Esame difettoscopico e controllo spessimetrico mediante ultrasuoni (*Time of flight diffraction ultrasonics -TOFD, Phased-Array*) per dimensionamento delle indicazioni/difetti.
- Esame UT per la verifica di omogeneità nel calcestruzzo.

L'esame spessimetrico è fatto con uno strumento dotato di un cristallo che, eccitato elettricamente, emette vibrazioni ad alta frequenza. Le vibrazioni vengono riflesse quando raggiungono la superficie libera opposta. Conoscendo la velocità di propagazione dell'onda nel materiale di cui è composta la struttura e misurando il tempo di riflessione, si ricava lo spessore. Per le strutture multistrato, la misura che si ottiene è relativa solo al primo strato. Per confrontare le misure ottenute ciascuna elaborazione deve essere eseguita per lotti omogenei, intendendo per lotto omogeneo il tratto di condotta avente lo stesso spessore nominale.

In assenza di disegni costruttivi sarà l'operatore a stabilire mediante l'indagine ultrasonora lo spessore iniziale "presunto". Perché la misura effettuata sia corretta, occorre che lo strumento sia accuratamente appoggiato alla superficie, quindi, in caso di rugosità, questa deve essere eliminata con una levigatura. La vernice, se ben aderente, non deve essere rimossa ma, per misure accurate, occorre tenere conto del suo spessore: poiché la velocità di propagazione delle onde nella vernice è inferiore a quella del metallo, che è di circa 5900 m/s, e pari a circa $\frac{1}{4}$ di questa, lo spessore ne risulta aumentato in modo anomalo.

Le misure sono normalmente eseguite su 4 generatrici poste a ore 3, 6, 9 e 12 della tubazione.

I risultati dell'esame spessimetrico saranno elaborati statisticamente per ottenere la determinazione dello spessore medio minimo probabile.

Come detto, le misure si possono fare avendo una sola superficie libera. È quindi opportuno eseguire le misure dall'interno della condotta, specialmente nei tratti appoggiati sulle selle a culla o attraversanti i blocchi di ancoraggio che, come già detto, sono zone a volte soggette a fenomeni di corrosione avanzata. Quando è evidenziata la presenza di un difetto dalla prova magnetoscopica, si può stabilire la dimensione del difetto stesso ricorrendo ancora alla prova a ultrasuoni. Si posizionano l'emettitore e il ricevitore a cavallo del difetto e la misura si basa sempre sul rilievo del tempo di percorrenza dell'onda ultrasonora. Si possono quindi rilevare gli echi riflessi da eventuali difetti interni e gli echi di fondo (Figura 94). Anche se in maniera approssimata si può, inoltre, valutare la dimensione della discontinuità incontrata dal fascio di ultrasuoni ad esempio confrontando l'intensità dell'eco ricevuto con quello di difetti standard noti. Per la ricerca delle dimensioni di difetti non paralleli alla superficie occorre disporre un trasduttore angolato.

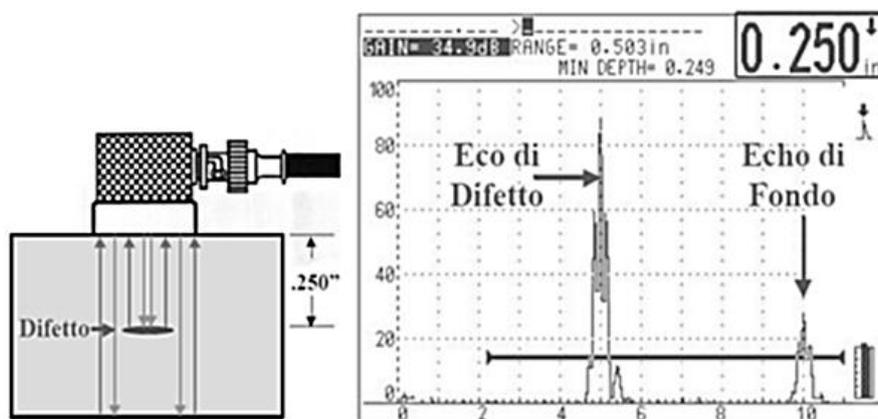


Figura 94 – Prova a ultrasuoni in presenza di difetti

I controlli tramite TOFD e *Phased-Array* si basano sempre sulla capacità riflettente delle discontinuità rispetto a un fascio ultrasonoro (Figura 95).

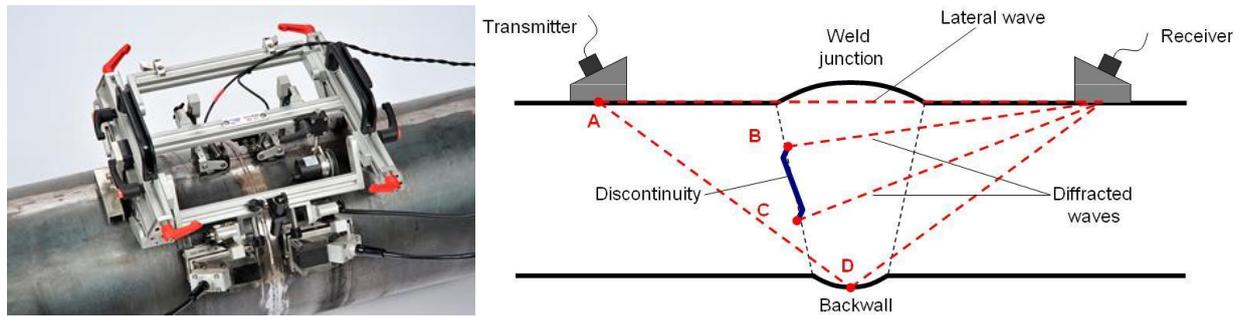


Figura 95 – Strumento per i controlli TOFD (sinistra) e applicazione su una saldatura (destra)

4.7 Esame radiografico – RT (*Radiographic Test*)

In questo caso si effettua un:

- a) Esame diftoscopico mediante radioscopio.

4.8 Prove meccaniche su campioni di materiale prelevati in sito – LT (*Lab Test*)

Quando si vogliono conoscere con precisione le caratteristiche meccaniche dei materiali, se non sono disponibili i certificati di costruzione, è necessario prelevare:

- a) campioni della tubazione di acciaio (Figura 96, sinistra) dal quale saranno ricavati i provini che saranno sottoposti a prove di trazione, resilienza, piega, analisi chimica, ecc.
- b) carotaggi su strutture in calcestruzzo.

Per evidenziare eventuali differenze di resistenza dovute alla lavorazione dell'acciaio, dal tallone di tubazione devono essere estratti provini per eseguire prove di trazione in direzione longitudinale e trasversale (Figura 96, destra).

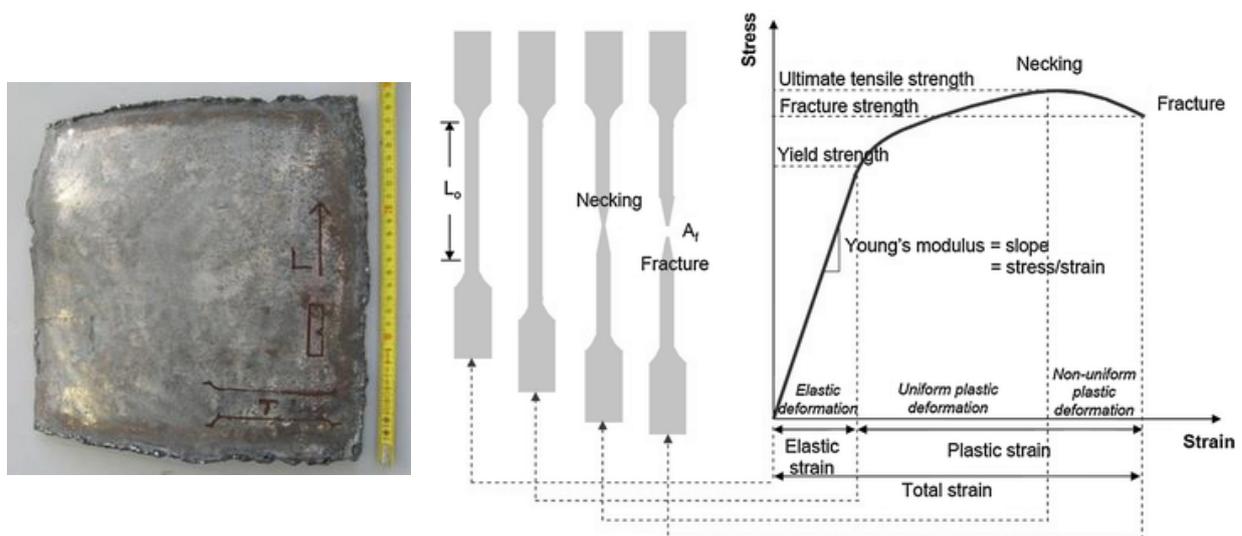


Figura 96 – Tallone estratto da una condotta di acciaio (sinistra) e diagramma tensione-deformazione di una prova di trazione (destra)

Lo scopo delle prove di resilienza è la determinazione della fragilità dell'acciaio a determinate temperature. In accordo con la norma di riferimento è la UNI EN 148/1 *Resilienza Charpy (impact test)* il campione è sottoposto a un urto provocato da un maglio a forma di pendolo (noto come pendolo di Charpy). Le norme prevedono che il provino abbia un intaglio, a forma di V o di U; la faccia intagliata deve essere rivolta dal lato opposto alla mazza che colpisce il campione (Figura 97).

L'energia assorbita dal campione è espressa in Joule e sintetizza la resistenza agli urti del materiale. L'analisi del provino in seguito alla sua rottura risulta di particolare interesse per analizzare il comportamento del materiale. In particolare si misura l'espansione laterale (ovvero l'aumento di larghezza subito dal provino al momento dell'urto) e si analizzano le superfici di frattura che, a seconda del loro aspetto, permettono di valutare se la rottura sia stata di tipo fragile o duttile e di elaborare la relativa curva di transizione.

Il comportamento dei materiali sottoposti al test di resilienza, normalmente eseguito su gruppi di tre provini, risente notevolmente della temperatura di prova. La temperatura di riferimento per le condotte nuove è in genere -20°C e la resilienza rilevata deve essere pari a 20 Joule.

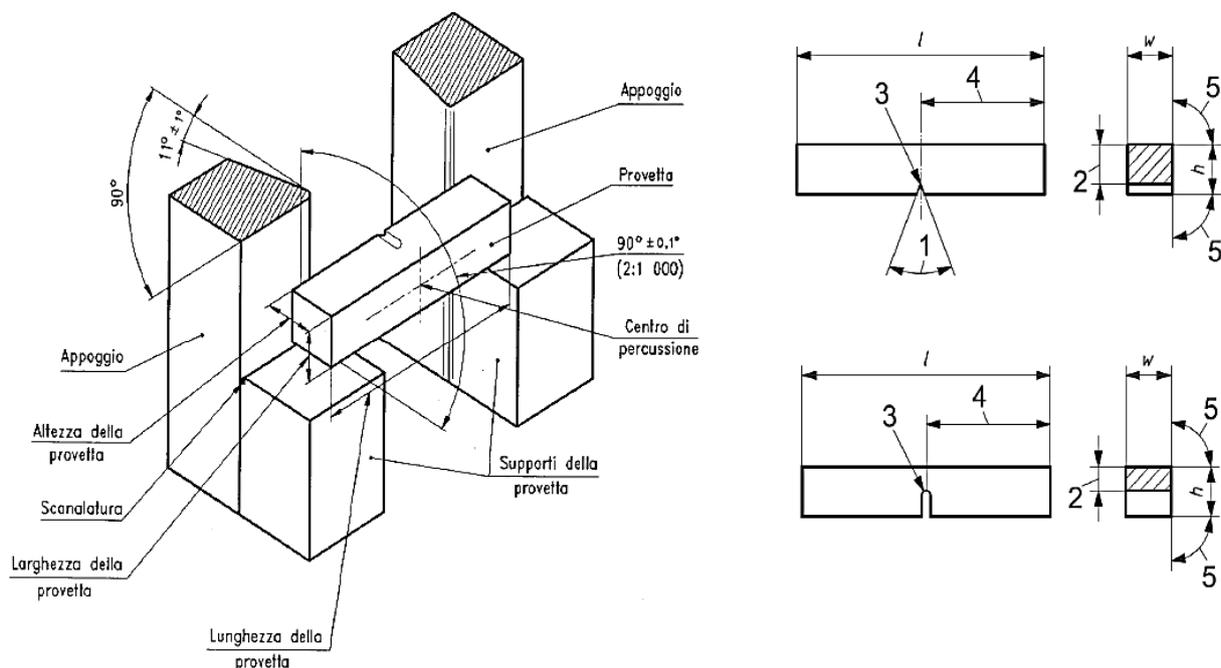


Figura 97 – Schema di una prova di resilienza eseguita con il pendolo di Charpy e intagli dei provini

Il diametro dei provini di calcestruzzo estratti mediante carotaggi deve essere stabilito in funzione della dimensione massima dell'inerte utilizzato per impastare il calcestruzzo da esaminare. La lunghezza delle carote dipende invece dal diametro dei campioni e dal tipo di resistenza da ricavare: cubica o cilindrica. Con una apposita pressa idraulica, i provini sono sottoposti a compressione in modo graduale fino a raggiungere la rottura per ricavare i valori di resistenza del materiale (Figura 98).



Figura 98 – Carotatrice (sinistra) e pressa idraulica per eseguire prove di compressione su carote (destra)

4.9 Altre prove non distruttive in sito – SNdT (*Site Non Destructive Test*)

Di seguito si elencano altre prove di tipo non distruttivo che si possono eseguire in sito e si forniscono alcuni dettagli:

- a) Temperatura di duttilità nulla (NDT) metallurgica.
- b) Repliche metallografiche in campo.
- c) Analisi chimica di selezione *Positive Material Identification* (PMI).
- d) Prove di durezza.
- e) Controlli della rugosità (interna ed esterna).
- f) Misura delle tensioni superficiali, mediante rosetta estensimetrica, e in generale con diffrattometro.
- g) Prove sclerometriche sulle strutture in calcestruzzo.
- h) Prove di *pull-out* sul calcestruzzo.
- i) Misura della profondità di carbonatazione del calcestruzzo.
- j) Verifica di murature in calcestruzzo mediante martinetti piatti.
- k) Misure di spessore del rivestimento.

La determinazione della temperatura di duttilità nulla è un parametro importante perché fornisce una indicazione dell'affidabilità del materiale, indicando la temperatura al di sotto della quale il componente mostra un repentino abbassamento della tenacità. Il valore della NDT può essere determinato in prima approssimazione applicando formule che si basano su informazioni di carattere chimico-metallurgico, cioè sull'analisi chimica e sulla dimensione del grano (Figura 99). La composizione chimica viene determinata prelevando un campione di circa 10 grammi di acciaio mediante utilizzo di uno scalpello in acciaio Cr-Mo-V.

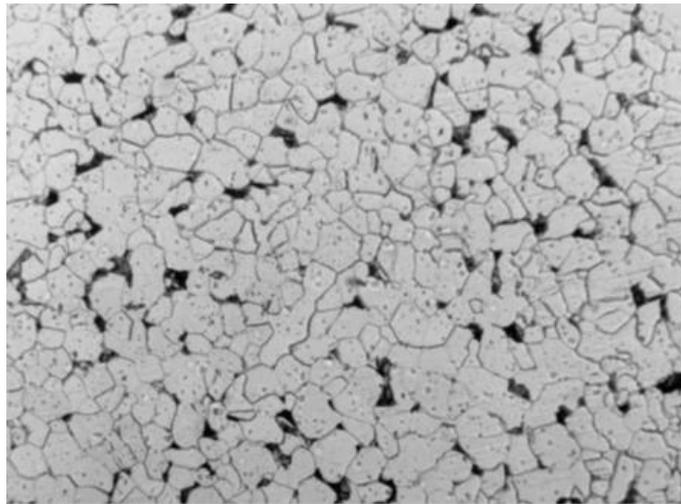


Figura 99 – Dimensione dei grani dell'acciaio ottenute mediante repliche metallografiche

La dimensione del grano è individuata tramite l'esecuzione di repliche metallografiche. È questo un metodo non distruttivo che consente di imprimere e conservare la struttura metallografica di un oggetto o di un campione su un supporto di acetato di cellulosa o un film plastico. Dopo che la pellicola si è asciugata, essa viene rimossa ed esaminata al microscopio.

L'analisi chimica *Positive Material Identification* (PMI) si esegue con uno strumento portatile che analizza la composizione chimica di una lega metallica utilizzando un sistema a fluorescenza RX o a emissione ottica (scarica elettrica, Figura 100).



Figura 100 – Strumento per eseguire l'analisi chimica PMI (sinistra) e schema di funzionamento della prova (destra)

In metallurgia per durezza s'intende la resistenza che un materiale oppone alla penetrazione di un materiale più duro secondo una compressione localizzata. Le prove di durezza sono eseguite per ottenere un indice convenzionale dal quale trarre informazioni sulle qualità e sulle proprietà del materiale. La definizione di durezza non è unica, infatti, si tratta di una proprietà convenzionale dei materiali che dipende dal metodo utilizzato per rilevarla. I valori della durezza vengono determinati secondo vari metodi, fra i quali sono più comunemente impiegati quelli Brinell, Vickers e Rockwell (Figura 101). Si definisce p.es. durezza Brinell il rapporto tra il carico F applicato e l'area dell'impronta ottenuta.

Ogni metodo usa un diverso penetratore e un valore diverso del carico e fornisce indici diversi. Perciò, nel fornire gli indici di durezza dei materiali, si deve sempre indicare il tipo di prova effettuata: HB (Brinell), HR (Rockwell), HV (Vickers). Esistono poi opportune tabelle di conversione tra valori registrati e le resistenze a trazione probabili dell'acciaio esaminato.

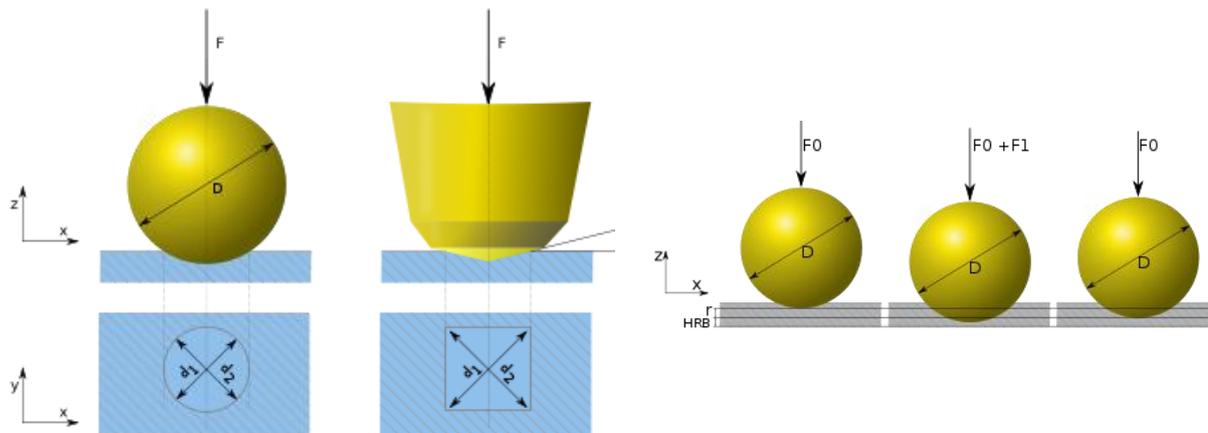


Figura 101 – Prova di durezza Brinell (sinistra) e Vickers (centro) e Rockwell (destra)

Per misurare il valore della tensione superficiale della tubazione della condotta si può ricorrere al metodo estensimetrico della rosetta forata che consiste nel rilevare le deformazioni di una rosetta al momento dell'esecuzione di un foro di piccolo diametro (Figura 102). Nel valutare il valore delle tensioni occorre prestare attenzione alle tensioni residue di lavorazione che possono alterare anche sensibilmente il valore della tensione dovuta alle sollecitazioni esterne. Il metodo è considerato non distruttivo poiché il diametro del foro è molto piccolo e limitato in profondità ma l'affidabilità del metodo deve essere valutata con molta attenzione.

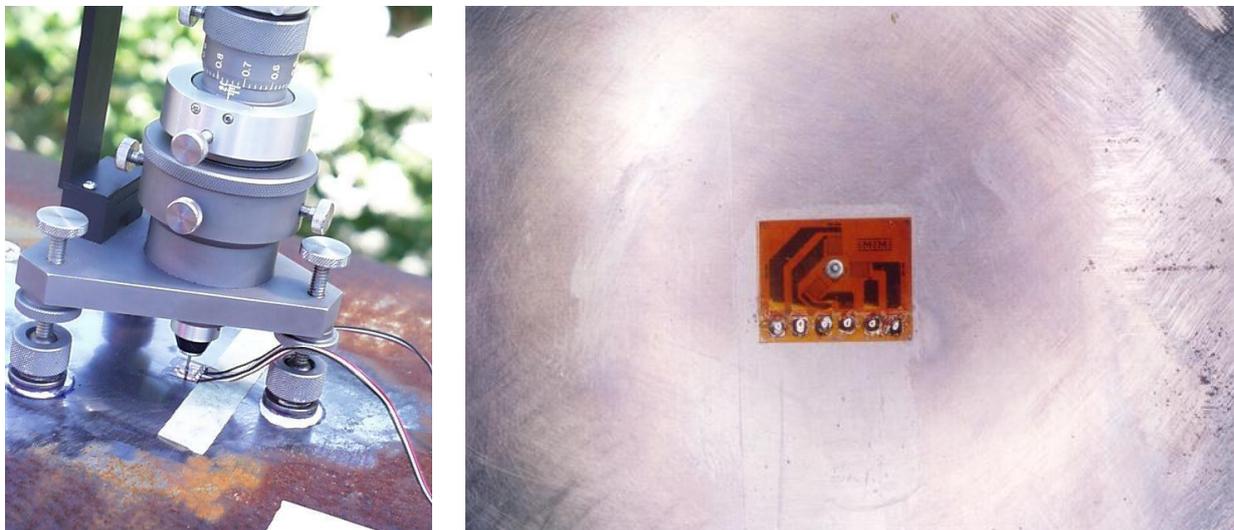


Figura 102 - Misura delle tensioni superficiali: metodo della rosetta forata [23]

Il diffrattometro a raggi X è un altro metodo impiegato per misurare la sollecitazione del materiale. In estrema sintesi, il diffrattometro utilizza il principio della legge di Bragg: la diffrazione dei raggi X che investono due piani cristallini posti a distanza D produce un picco di diffrazione in corrispondenza di un angolo 2θ (Figura 103). Se il campione è soggetto a trazione, i piani cristallini si avvicinano a una distanza " $D - \Delta D$ ".

La legge di Bragg è utilizzata per determinare la variazione della distanza interplanare, quindi la sollecitazione applicata in fase elastica. Bisogna tuttavia conoscere la distanza originale dei piani cristallini, rilevata su un campione indisturbato per ottenere misure affidabili.

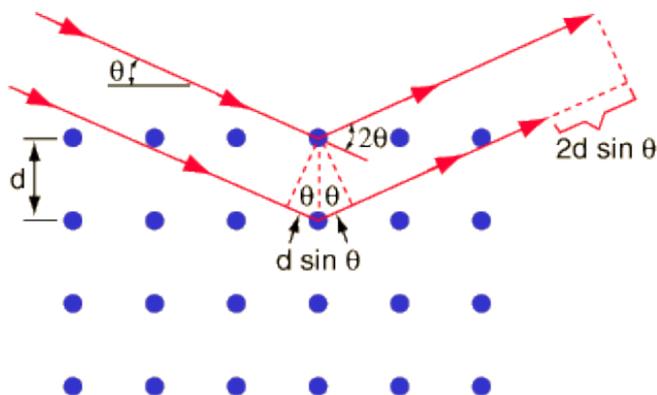


Figura 103 – Principio del diffrattometro ai raggi X

Lo sclerometro consente di misurare la resistenza del calcestruzzo in opera con una discreta approssimazione, eseguendo un opportuno numero di battute, ponendo attenzione a non battere su materiali con modulo elastico molto elevato quali inerti o acciaio di armatura che darebbero risultati falsati (Figura 104). La prova fornisce una stima della misura della durezza superficiale del materiale da testare, la quale è rapportata all'indice di rimbalzo dello strumento (Figura 104).

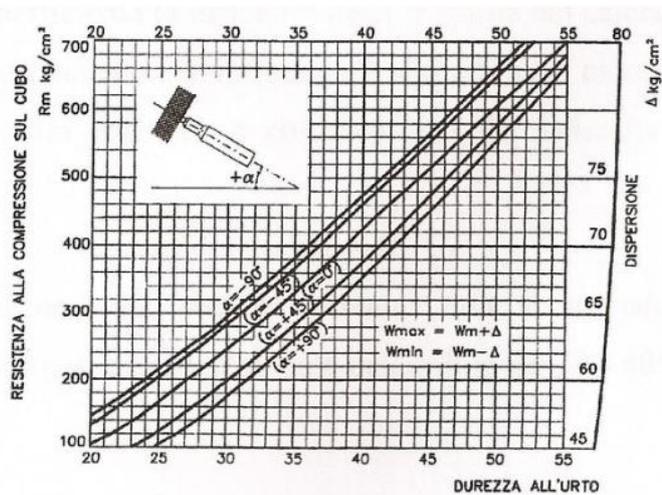


Figura 104 – Sclerometro (sinistra) e grafico (destra)

La prova di pull-out sul calcestruzzo, che si può definire semi-distruttiva, consiste nel misurare la forza necessaria per estrarre un tassello con collegato un cono di calcestruzzo dalla struttura in esame, risalendo con l'impiego di apposite relazioni empiriche alla resistenza del getto eseguito a suo tempo (Figura 105, sinistra). È considerata una prova di buona affidabilità.

Sulle carote estratte dalle opere in calcestruzzo si possono effettuare prove di carbonatazione. L'anidride carbonica presente nell'aria può reagire, in presenza di umidità, con l'idrossido di calcio, $\text{Ca}(\text{OH})_2$, dando origine a carbonato di calcio, CaCO_3 , che provoca una riduzione dell'ambiente basico del calcestruzzo, con conseguente possibile attacco corrosivo alle armature, se presenti. La profondità di penetrazione della carbonatazione è valutata con l'utilizzo del reagente fenoftaleina ed è evidenziata dal cambiamento di colore (Figura 105, destra).



Figura 105 – Prova di pull-out su calcestruzzo (sinistra) e prove di carbonatazione su una carota (destra)

L'indagine con il martinetto piatto singolo consiste nell'eseguire un taglio piano in direzione normale alla superficie di un'opera di calcestruzzo nel quale si inserisce il martinetto piatto (Figura 106, sinistra). La pressione esercitata per riportare i lembi della fessura nelle condizioni iniziali consentono di ricavare lo stato tensionale del calcestruzzo.

L'indagine con doppio martinetto piatto consiste nell'eseguire due tagli paralleli nella muratura a una distanza di circa 1,5 volte la lunghezza dei martinetti (Figura 106, destra). All'interno dei tagli si posizionano due martinetti piatti che devono essere mandati contemporaneamente in pressione per provocare uno stato di tensione mono-assiale nel tratto di calcestruzzo compreso fra i due martinetti. Misurando gli spostamenti con appositi comparatori collocati nella zona compresa tra i due martinetti, si possono ottenere indicazioni sulle caratteristiche di resistenza a collasso del materiale.

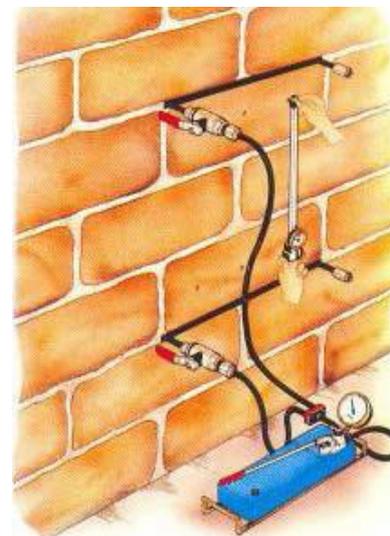


Figura 106 – Attrezzatura per eseguire prove con martinetti piatti (sinistra) e prova con doppio martinetto (destra)

Lo strumento utilizzato per misurare lo spessore delle vernici si basa sui principi di induzione magnetica e correnti parassite (Figura 107).



Figura 107 – Misuratore di spessore delle vernici su supporto metallico

4.10 Altre prove

Oltre alle prove sopra elencate, si può effettuare:

- Rilevamento delle superfici di condotta (interne ed esterne) con Laser Scan per la determinazione dell'ovalizzazione ma anche del grado di corrosione, abrasione ecc. e la determinazione delle estensioni dei singoli danneggiamenti.
- Prove di aderenza del rivestimento ("Pull Off" - EN ISO 4624).

L'impiego del laser scanner per il rilievo dello stato di avanzamento della corrosione esterna nelle condotte forzate è una tecnologia relativamente recente e innovativa. Potrebbe essere applicata quando la corrosione appare estesa all'esame visivo, in alternativa all'impiego delle tradizionali tecniche UT. Il laser riesce a coprire la totalità della superficie esaminata, rilevandola in 3D (Figura 108).

Questa tecnologia è utile anche per rilevare un danneggiamento meccanico o un'ovalizzazione del tubo. Per un rilevamento corretto del danneggiamento è opportuno far precedere l'operazione di laser scanner da una sabbiatura che elimini tutte le impurità che possono falsare il rilievo.



Figura 108 – Rilievo 3D mediante laser scanner ottico

L'adesione di una vernice o di un sistema multi-strato al supporto metallico è determinata misurando lo sforzo di trazione minimo richiesto per staccare o rompere il film in direzione perpendicolare al substrato. Per effettuare una prova di *pull-off*, viene fissato un piccolo piolo perpendicolarmente alla superficie della vernice con un adesivo. Dopo l'essiccazione dell'adesivo, sul piolo si posiziona un apparecchio che serve per applicare una tensione di trazione in direzione perpendicolare alla superficie di prova (Figura 109). La forza applicata è aumentata gradualmente e rilevata quando o si stacca un tassello di vernice o si raggiunge il valore di trazione specificato.



Figura 109 – Attrezzatura per eseguire prove di *pull-off* (sinistra) e principio di funzionamento (destra)

Nell'Allegato 2 si riporta una tabella di sintesi che riassume le proprietà e le peculiarità delle singole metodologie di controllo sulle condotte, in funzione delle finalità cui è destinato il controllo e dell'applicabilità alle varie tipologie.

4.11 Indagini sulle opere civili

La prima indagine da eseguire è sicuramente quella visiva per verificare l'eventuale presenza, soprattutto per le opere in muratura, di fessurazioni, distacchi superficiali e di principi di ossidazione. Una volta individuata un'anomalia nell'opera civile si passa a un approccio di tipo diagnostico definendo le indagini necessarie alla comprensione della problematica e quindi alla sua possibile soluzione. Vengono quindi eseguite indagini di caratterizzazione dei materiali, in particolare su carote di calcestruzzo prelevate dai manufatti (massa volumica, resistenza a compressione, modulo elastico, esame petrografico ecc.); queste analisi di laboratorio possono essere differenti per condotte aeree o interrate.

Condotte aeree:

Indagini su blocchi d'ancoraggio e selle:

- prelievo di carote di calcestruzzo, quindi:
 - ✓ determinazione della massa volumica;
 - ✓ determinazione delle velocità delle onde soniche;
 - ✓ misura della profondità di carbonatazione;
 - ✓ prove di resistenza a compressione;
 - ✓ determinazione modulo elastico e coefficiente di Poisson;
 - ✓ prova di resistenza a trazione indiretta;
 - ✓ degrado per cicli di gelo e disgelo;
 - ✓ esame petrografico;
 - ✓ analisi diffrattometrica;
 - ✓ contenuto di solfati.

Condotte interrate:

Indagini su blocchi d'ancoraggio:

- prelievo di carote di calcestruzzo, quindi:
 - ✓ determinazione della massa volumica;
 - ✓ determinazione delle velocità delle onde soniche;
 - ✓ prove di resistenza a compressione;

- ✓ determinazione modulo elastico e coefficiente Poisson (solo per i blocchi);
- ✓ prova di resistenza a trazione indiretta (solo per i blocchi);
- ✓ esame petrografico;
- ✓ analisi diffrattometrica;
- ✓ contenuto di solfati.

4.12 Indagini geologiche

Le indagini geologiche analizzate nel presente paragrafo si riferiscono a condotte in esercizio, e quindi resesi necessarie a seguito di anomalie riscontrate per esempio nelle opere civili, dovute a possibili cedimenti localizzati delle fondazioni o addirittura a fenomeni che coinvolgono intere tratte di condotta. Anche in questo caso la prima fase è sicuramente costituita dall'analisi visiva, costituita da rilievi geologici e geomeccanici del sedime della condotta dove si sono riscontrate le anomalie, preceduta dallo studio della documentazione geologica disponibile di progetto o di letteratura.

Se la problematica interessa tratte significative della condotta, si eseguiranno indagini indirette abbinata a indagini dirette per consentire anche una caratterizzazione puntuale; in particolare:

- Indagini indirette:
 - ✓ Stendimenti geofisici e geoelettrici.
- Indagini dirette:
 - ✓ Sondaggi a carotaggio continuo con catalogazione dei campioni, stratigrafia, rilievi della falda e prove geosismiche in foro.
 - ✓ Prove di laboratorio sui campioni prelevati volti alla determinazione dei parametri meccanici e geotecnici, a seconda del tipo di terreno.

Per problemi localizzati, per esempio di cedimenti puntuali, si privilegeranno le indagini dirette sopra descritte.

Importanti indagini geologiche sono anche quelle volte a caratterizzare l'aggressività del terreno e delle acque in esso circolanti sulla condotta e le opere civili. Per fare questo si devono effettuare le seguenti prove:

- Il prelievo di un campione di acqua del terreno e la relativa analisi per determinarne il pH e individuare l'eventuale presenza di SO₄²⁻ (mg/l), CO₂ aggressiva (mg/l), NH₄⁺ (mg/l), Mg²⁺ (mg/l).
- Il prelievo di un campione di terreno e relativa analisi per individuare la presenza di SO₄²⁻ totale (mg/kg) e acidità (ml/kg).

4.13 Metodologie di monitoraggio in esercizio

4.13.1 Controlli e ispezioni

Dal punto di vista della loro finalità, i controlli eseguiti sulle condotte forzate si suddividono nelle seguenti fondamentali famiglie:

- controlli di sicurezza, finalizzati alla verifica degli elementi che garantiscono le condizioni di sicurezza verso Terzi (senza prendere in considerazione le esigenze di produzione e di efficienza del sistema), assicurando in qualunque condizione il controllo dei volumi d'acqua derivati alla centrale;
- controlli dello stato (controlli tecnici), finalizzati alla verifica dello stato di conservazione dell'opera, al fine di assicurare la continuità dell'esercizio e programmare le attività di manutenzione preventiva e correttiva.

Tabella 19 – Controlli di sicurezza in condizioni di esercizio normale [24]

Condotta forzata		
Componente	Frequenza	Controlli
Azioni di controllo con indisponibilità		
Organo di intercettazione esterno/interno - tenuta	10A	Stato di conservazione ed eventuali anomalie della tenuta
organo di intercettazione servomotori	2A	Verifica di funzionamento in apertura chiusura con rilievo dei tempi chi chiusura e apertura
Comando di sgancio	6M	Verifica di funzionamento del comando del comando elettrico e meccanico
Rilevatore sovravelocità acqua e differenziale portata	2A	Verifica di taratura ed intervento
Cassone olio	10A	Verifica stato di conservazione
Apparecchiature di segnalazione ed indicazione	5A	Verifica di taratura ed intervento
Azioni di controllo senza indisponibilità		
Organo di intercettazione	1A	Verifica mediante esame visivo
By-pass	1A	Verifica funzionale e visivo
Sistema di comando"servomotori, pompe, cassone olio, tubazioni componenti oleodinamica"	1A	Verifica funzionale e visivo
Armadi di comando e climatizzazione	4A	Verifica stato di esercizio , funzionale e conservazione
Apparecchiature di segnalazione e indicazione	1A	Verifica funzionale e visivo
Verifica funzionale del sistema di ingrassaggio	1A	Verifica di efficienza del sistema ad ogni suo azionamento

Nota: le frequenze sono indicative e si riferiscono a condotte in normale condizioni di esercizio

Tabella 20 – Controlli di stato in condizioni di esercizio normale [24]

Condotta forzata		
Componente	Frequenza	Controlli
Azioni di controllo con indisponibilità		
C.F. tubazione metallica	10A	Stato di conservazione interno
Valvole di rientrata d'aria	5A	Stato di conservazione e verifica di funzionamento
tubo aeroforo	10A	Stato di conservazione interno/esterno
scarico di fondo	5A	Verifica manovre ed assenza perdite
Dispositivo di minima pressione	5A	Verificare l'intervento del dispositivo di protezione
Dispositivo di minima pressione	10A	Verifica taratura dei dispositivi di protezione
Azioni di controllo senza indisponibilità		
C.F. tubazione metallica	3A	Stato di conservazione esterna
Sedi ed infrastrutture	3A	Esame visivo
tubo aeroforo	1A	Verifica sistema antigelo
scarico di fondo	1A	Esame visivo
Prese di pressione	5A	verifica efficienza prese variazione di caduta

Nota: le frequenze sono indicative e si riferiscono a condotte in normale condizioni di esercizio

4.13.2 Sistemi di monitoraggio

Nel seguito sono sinteticamente descritti i sistemi di monitoraggio che più facilmente si incontrano per il controllo delle condotte forzate, ovviamente tali sistemi non sono utilizzati di routine, ma vengono installati quando iniziano a presentarsi fenomeni singolari, tipicamente legati a movimenti del versante su cui è impostata direttamente la condotta stessa. Ovviamente parliamo di sistemi di monitoraggio finalizzati al controllo dei “movimenti” della condotta e non al controllo dei movimenti di versante.

Rilievi Plano-Altimetrici - Tali sistemi sono finalizzati al controllo degli spostamenti sia trasversali sia altimetrici (verifica dell’allineamento) della condotta forzata. Tali sistemi permettono il rilevamento dei cedimenti e delle distorsioni del tracciato seguito dalla condotta.

In particolare l’attività di monitoraggio “topografico” della condotta può essere svolta mediante triangolazione, livellazione o allineamenti di collimazione dei punti posizionati sui blocchi d’ancoraggio posti a monte e a valle del tratto di controllo, in corrispondenza delle selle e sulla condotta forzata stessa (in corrispondenza delle virole).



Figura 110 - Esempio di mire di controllo



Figura 111 - Esempio di stazione topografica totale (questa finalizzata sia al controllo della condotta forzata sia ai movimenti del versante)

Un sistema di rilevazione degli spostamenti plano-altimetrici attualmente presente sul mercato si basa su rilevatori “GPS relativi”, la cui rete prevede la installazione di alcuni punti di riferimento posti su postazione “fissa” ed altri posizionati in punti specifici della condotta (in particolare in corrispondenza dei blocchi di ancoraggio o in altre zone di interesse).

Spostamenti relativi - Mediante estensimetri (anche automatici) possono essere misurati gli spostamenti differenziali tra condotta e selle (o relativo basamento) in corrispondenza degli appoggi. Possono essere installati anche nelle 3 direzioni



Figura 112 – Selle con estensimetri in direzione monte-valle, destra-sinistra

Deformazioni giunti – In numerosi casi si provvede al monitoraggio (automatico) dei giunti di dilatazione imponendo eventualmente una soglia di allarme anti-sfilaggio (esempio tipico è al termine del tratto inclinato della condotta, in corrispondenza dell’ingresso in centrale).



Figura 113 – Esempio di deformometro per la misura dei movimenti del giunto

I sensori ad acquisizione automatica (stazioni topografiche totali, estensimetri, ecc.) possono essere connessi a un sistema di monitoraggio nel cui *software* possono essere settati livelli di allarme al superamento dei valori di soglia impostati.

4.13.3 Altri sistemi di rilevamento strutturale

Altri sistemi di rilevamento strutturale sono:

- Laser Scanner.
- Rilievo fotogrammetrico (con drone).
- PS da terra o da satellite.
- Fibre ottiche montate sulla condotta.
- Tiltmetri sui blocchi.

Ovviamente da ricordare tutti i sistemi di controllo finalizzati al controllo dei movimenti di versante (inclinometri, piezometri, stazioni totali...)

4.13.4 Sistemi di rilevamento “idraulico”

I principali sistemi di rilevamento idraulico sono:

- Misuratori di livelli e di pressione, generalmente posizionati in camera valvole e a monte della valvola di macchina in centrale.
- Misuratore di livello nel pozzo piezometrico.
- Misuratori di portata differenziale posti in testa condotta ed in fondo. In caso di superamento delle prefissate soglie il sistema può attivare la chiusura della valvola di testa condotta.

Si possono fare misure differenziali di portata anche con strumenti diversi e apparecchiature diverse: per esempio si può misurare la portata a monte con US e a valle con tubi venturi dei gruppi oppure si può dedurre la portata dal carico elettrico essendo nota la curva di rendimento. Il livello di intervento di una misura differenziale è dell'ordine di qualche % della portata istantanea.

5 CRITERI E METODOLOGIE PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Nel presente capitolo sono evidenziati gli aspetti principali che devono essere tenuti in conto nella valutazione delle condizioni di sicurezza delle condotte forzate, sia con riferimento alle opere esistenti sia per la progettazione di quelle di nuova realizzazione.

La prima parte del documento è dedicata alla descrizione delle metodologie che vengono normalmente impiegate nella valutazione della sicurezza strutturale.

La seconda parte esamina il problema da un punto di vista dell'analisi di rischio che costituisce un approccio orientato a un esame olistico della sicurezza che parte dall'esame del contesto geomorfologico e antropico e si conclude con l'esame della sicurezza delle opere. Generalmente l'analisi di rischio è una metodologia che viene adottata quando si voglia classificare un portfolio di opere, ma anche possibili interventi su una singola opera, per definire in modo ottimale la gestione delle risorse e le tempistiche di intervento per il mantenimento in sicurezza del sistema investigato.

5.1 Valutazione della sicurezza

Le informazioni necessarie ai fini della valutazione dello stato di fatto di una condotta forzata sono:

- Dati geometrici e meccanici.
 - ✓ Modalità di fabbricazione dei tubi.
 - ✓ Tipo di posa: “all’aperto” o “in sotterraneo” (in galleria, interrata o bloccata in roccia).
 - ✓ Disegni di progetto con il tracciato planimetrico e altimetrico delle condotte.
 - ✓ Dimensioni geometriche dei tubi (diametri e lunghezza dei tronchi successivi).
 - ✓ Tipi di assemblaggio e loro dimensionamento.
 - ✓ Dimensioni degli ancoraggi e delle selle di appoggio (posizione lungo il tracciato e condizioni di vincolo).
 - ✓ Presenza di elementi particolari (p.es. passi d'uomo, giunti di dilatazione, tubi aerofori, biforcazioni, curve, raccordi, ecc.).
 - ✓ Tipi di protezione interna ed esterna.
 - ✓ Caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali (tubi, ancoraggi e selle di appoggio, materiale di copertura in caso di condotte interrate).
- Rilievo topografico dell'area dove è ubicata la condotta e delle aree limitrofe potenzialmente interessate da eventi incidentali o sede di possibili fattori di rischio.
- Caratterizzazione geologica-geomeccanica e sismica del sito.
- Descrizione del sistema idraulico.
- Descrizione degli organi di intercettazione e dei dispositivi di sicurezza (posizione, accessibilità, collegamento con gli altri elementi, tipo di controllo, funzionamento, modalità di gestione, verifiche dello stato e/o di taratura, ecc.).
- Rapporti di prova dei controlli di sicurezza sistematici e non sistematici.
- Verifiche dello stato di conservazione e di manutenzione delle condotte forzate, dei sistemi di ancoraggio e appoggio.
- Registro degli eventi rilevanti ai fini della sicurezza (p.es. anomalie d'esercizio, colpi d'ariete, disfunzioni, guasti, ecc.) e degli interventi manutentivi e straordinari eseguiti dopo l'entrata in esercizio.
- Censimento della popolazione, delle infrastrutture economiche, sociali e di comunicazione, dei beni ambientali e culturali presenti nelle aree limitrofe.

In sintesi, le componenti tecniche rilevanti che devono essere esaminate e opportunamente prese in considerazione ai fini della valutazione delle condizioni di sicurezza delle condotte forzate sono sinteticamente elencate di seguito:

- a) **Aspetti topografici** delle condotte e delle aree limitrofe dove la condotta è ubicata o dove si intende realizzarla.
- b) **Aspetti geologico/geotecnici** della zona in cui la condotta è ubicata o sarà realizzata.

- c) **Opere metalliche** in relazione alle diverse caratteristiche fisico/meccaniche e costruttive della condotta forzata esistente o da assegnare all'opera da realizzare.
- d) **Opere in calcestruzzo** costituite normalmente dalle selle di appoggio e dai blocchi di ancoraggio delle condotte esistenti o da realizzare.
- e) **Organi di sicurezza** relativi alle misure di protezione delle strutture esistenti o da realizzare.

I punti sopra evidenziati costituiscono gli elementi essenziali a partire dai quali effettuare l'analisi delle azioni e della risposta strutturale.

Nel caso di strutture esistenti, sulla base dei dati forniti dall'analisi metallurgica e dalle indagini sulle opere in calcestruzzo e sulla base dei carichi agenti (calcolati mediante analisi idraulica, statica e sismica), tenendo ovviamente conto delle condizioni geologico/geotecniche, si procederà alla verifica strutturale.

Nel caso di progettazione si procederà con il dimensionamento di progetto e con la relativa verifica.

In entrambi i casi, ovviamente, si farà riferimento a quanto previsto dalla normativa vigente per questa tipologia strutturale di cui si dirà più avanti.

A valle delle analisi sopra delineate, è generalmente necessario procedere con le analisi del rischio associato all'antropizzazione sulla base degli scenari connessi a realistiche ipotesi di rottura delle condotte con conseguente rilascio incontrollato d'acqua che può interessare la zona in cui le condotte stesse sono ubicate.

Il presente capitolo si concentrerà in modo particolare sulle attività modellistiche per la valutazione delle azioni e della risposta strutturale nonché sulle analisi di rischio poiché gli altri aspetti relativi all'esame topografico, geologico/geotecnico, alla caratterizzazione degli aspetti metallurgici e civili sono già contenuti nei precedenti capitoli del presente documento. Lo schema riportato di seguito (Figura 114) sintetizza l'impostazione concettuale che descrive le azioni che portano alla valutazione della sicurezza, comprensiva dell'analisi del rischio antropico.



Figura 114 - Schema sintetico di valutazione della sicurezza di una condotta forzata

È opportuno segnalare che alcune realtà territoriali prevedono una serie di azioni volte a migliorare la sicurezza degli impianti soggetti all'obbligo di concessione per l'utilizzo di acque pubbliche per la produzione di energia. E' questo il caso della Provincia Autonoma di Bolzano, la cui Giunta Provinciale con la Deliberazione n.440 del 26.04.2016 [25], "... al fine di ridurre il rischio nei confronti di persone e beni ..." ha stabilito che i Gestori devono:

- Effettuare l'analisi dei rischi che possono essere generati dalle condotte forzate.
- Verificare il vigente stato delle condotte forzate.
- Verificare periodicamente le funzionalità degli organi di chiusura.
- Tenere un registro degli eventi rilevanti ai fini della sicurezza.
- Redigere rapporti di prova delle verifiche effettuate.

5.2 Analisi strutturali

5.2.1 Riferimenti normativi: verifica agli stati limite

L'attuale riferimento normativo in Italia per le condotte forzate è il D.M. 12.12.1985 *Norme tecniche relative alle tubazioni* [4] che definisce i criteri di progettazione, costruzione e collaudo delle tubazioni.

Per i sistemi di ancoraggio e appoggio si applica invece il D.M. 14.01.2018 *Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni* (NTC2018) [8].

Per progettare e costruire nuove tubazioni, i Concessionari più attrezzati tecnicamente si sono dotati di un proprio capitolato tecnico, aggiornato periodicamente per recepire eventuali innovazioni tecnologiche o nuove disposizioni normative [24] mentre per le relative opere civili di vincolo e/o complementari viene fatto comunque riferimento alle NTC2018.

La Tabella 21 sintetizza quanto prescritto dalla normativa vigente.

Tabella 21 – Verifica agli stati limite – Azioni/spostamenti differenziali agenti sulla condotta

		AZIONI	NOTE
Permanenti	G1	Peso della tubazione	-
		Pressione interna massima	Pressione statica agente nella sezione in esame, considerando il livello statico massimo nella vasca di carico aumentata della sovrappressione di colpo d'ariete massima di esercizio (comunque non inferiore ad una definita % della pressione statica massima agente in una generica sezione)
		Azioni derivanti dall'attrito sulle selle di appoggio e nei giunti di dilatazione	Per il calcolo delle forze longitudinali si adotteranno coefficienti di attrito dipendenti dalle caratteristiche e dallo stato degli appoggi
	G2	Peso dell'acqua	-
	P	Eventuali sollecitazioni generate in fase costruttiva	Per es. tenere conto degli effetti della blindatura facendo riferimento ai criteri di progettazione dell'epoca della costruzione nel caso di strutture esistenti
		Spostamenti differenziali	Se messi in evidenza da misure eseguite con sistemi di monitoraggio per opere esistenti o prevedibili sulla base del rilievo topografico
Variabili	Q	Variazioni termiche	Per le sole condotte senza giunti di dilatazione, la variazione termica da mettere in conto, per ogni tratto compreso tra due blocchi d'ancoraggio, è la differenza massima che si può presentare nel metallo tra la sua temperatura e quella alla quale è avvenuta la chiusura dell'ultimo giunto del medesimo tratto. Le norme definiscono valori minimi da assumere nel progetto o nella verifica nei casi di condotta piena o condotta vuota all'aperto
		Azione della neve	Da valutare in base a quanto prescritto dalle NTC 2008
		Azione del vento	Da valutare in base a quanto prescritto dalle NTC 2008
		Azioni dinamiche dovute a transitori idraulici	Da valutare in base all'analisi dei transitori idraulici forniti dai Concessionari
Eccezionali	A	Pressione interna assoluta nulla	Malfunzionamento degli organi di rientro dell'aria (condizione provocata dal potenziale malfunzionamento delle valvole di entrata aria in occasione della chiusura dell'organo di intercettazione posto all'imbocco delle condotte)

		AZIONI	NOTE
		Sovrappressioni dinamiche	P.es. malfunzionamento dovuto alla mancata tenuta di alcuni tipi di valvola rotativa in condizioni di fermo impianto (fenomeni di risonanza con oscillazioni di pressione in condotta)
Sismiche	E	Azione del sisma*	Da valutare in base a quanto prescritto dalle NTC 2008 nell'ipotesi di tubazione piena d'acqua, considerando gli spostamenti differenziali dei supporti della condotta

* Nella definizione degli spettri di risposta la normativa prevede di assumere un coefficiente di smorzamento viscoso pari al 2% per la struttura metallica e 5% per la colonna d'acqua contenuta nella condotta.

5.2.2 Schemi di calcolo e modelli

Gli schemi di calcolo che si possono adottare per il calcolo dello stato tensionale e deformativo della struttura possono variare in considerazione di diversi fattori:

- Il livello di dettaglio che si richiede nella valutazione degli stati tensionali e deformativi.
- La qualità e quantità dei dati a disposizione.

I modelli che si possono impiegare per le analisi possono essere:

- Metodi analitici basati su formulazioni chiuse, i quali hanno il limite di fornire informazioni parziali sullo stato tensionale e deformativo della struttura.
- Modelli basati su schemi “a trave” (Figura 115) con i quali la condotta viene simulata come un sistema di travi a sezione circolare appoggiate su vincoli puntiformi (le selle) considerati come elementi appoggiati su suolo elastico, opportunamente schematizzati dal punto di vista cinematico, e incastrate nei blocchi di ancoraggio. Dal punto di vista del metodo di calcolo si può fare riferimento ad approcci tradizionali della scienza delle costruzioni (secondo gli schemi alla De Saint-Venant) o al metodo degli elementi finiti implementato in molti programmi di calcolo.
- Modelli basati su una schematizzazione geometrica tridimensionale di dettaglio del sistema “tubo-selle di appoggio-blocchi di ancoraggio”. Questa modellazione può essere realizzata solo facendo riferimento al metodo degli elementi finiti (Figura 116).

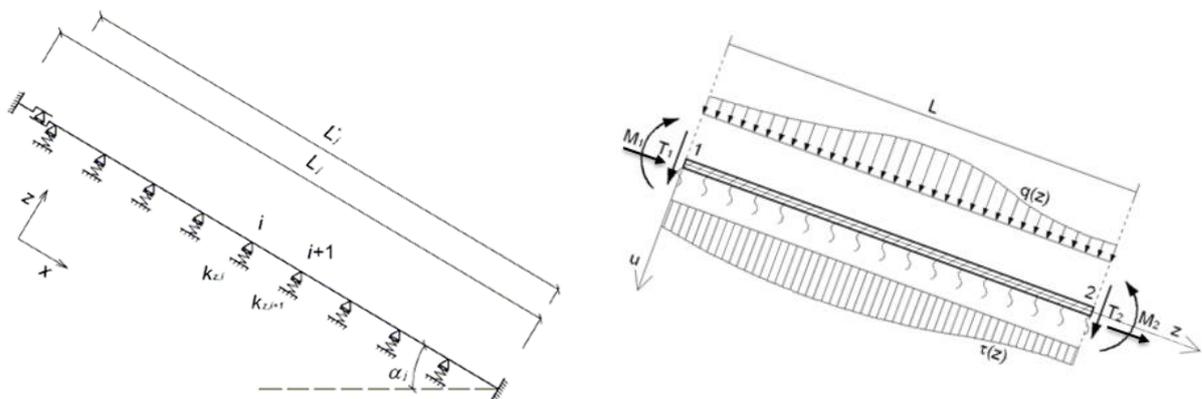


Figura 115 - Esempio di schema “a trave” realizzato per una livelletta compresa tra due blocchi di ancoraggio (estremi incastrati), appoggiata su selle (carrelli su suolo elastico) e con un giunto di dilatazione (sinistra) e di schema “trave su suolo elastico” utilizzato in genere per le condotte interrato (destra)

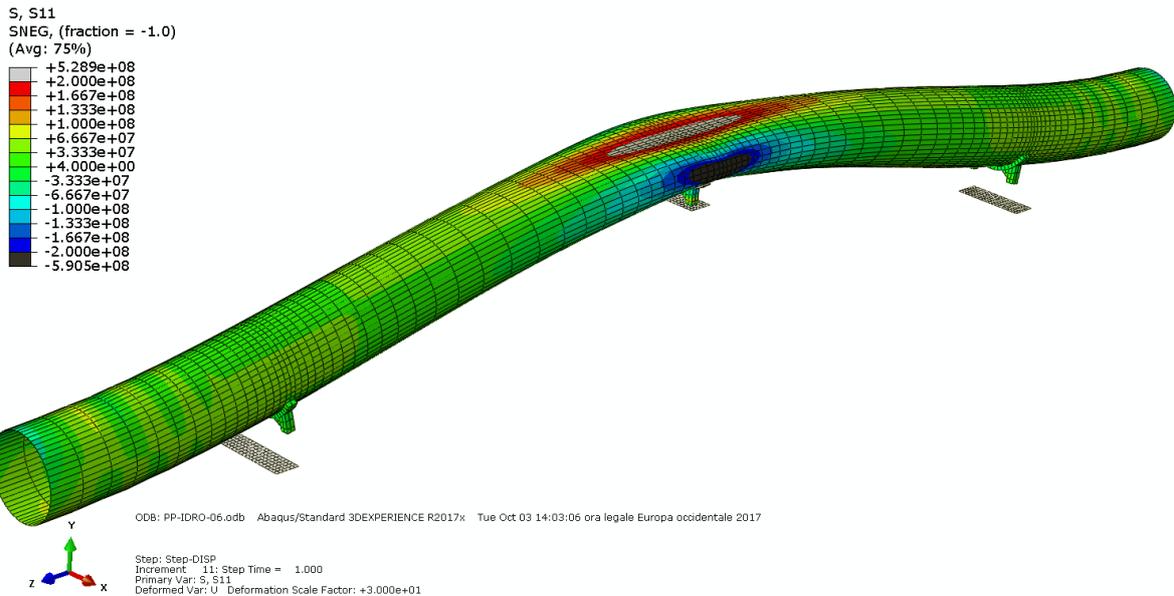


Figura 116 - Esempio di modellazione ad elementi finiti di tratti di condotta

È del tutto evidente come gli schemi prima indicati siano in grado di fornire risultati via via più dettagliati a fronte di un impegno operativo e computazionale (e quindi di “costo”) crescente.

La scelta dello schema di calcolo da adottare nelle valutazioni di sicurezza dipende dallo stato della condotta stessa e dal problema da analizzare; per esempio, se i sistemi di monitoraggio e i controlli periodici non hanno mai messo in evidenza comportamenti anomali, è possibile fare riferimento ai calcoli semplificati di progetto.

5.2.3 Osservazioni su aspetti particolari relativi alla modellazione numerica nelle analisi strutturali

Con riferimento soprattutto alle strutture esistenti, alcuni aspetti necessitano di essere presi in conto con particolare cura per evitare approssimazioni non accettabili nella valutazione dello stato deformativo e tensionale. Un primo aspetto riguarda la modellazione di quei tronchi di tubazione che presentano elementi di irrigidimento (condotte blindate, Figura 117).



Figura 117 - Esempi di tubazioni blindate

Nella prassi corrente, la progettazione o la verifica di tali tronchi di tubazione viene effettuata con riferimento a formule approssimate ampiamente adottate nel passato nella progettazione. La

disponibilità di metodi di analisi quali gli elementi finiti consente oggi di effettuare una valutazione molto accurata sulla ripartizione delle deformazioni e delle sollecitazioni sul sistema formato dalla viola e dagli anelli. Inoltre, quando siano note le condizioni al contorno, è possibile tenere conto con accuratezza anche degli effetti indotti da processi realizzativi (p.es. riscaldamento degli anelli ed effetto di precompressione sulla viola indotto dal successivo raffreddamento).

Un altro aspetto da considerare con attenzione riguarda il comportamento delle tubazioni nel caso di rapido svuotamento. La mancata apertura della valvola di rientro aria può causare il collasso per instabilità (*buckling*) della condotta con effetti estremamente severi (Figura 118).

Alcune linee guida internazionali [11] [20] indicano di effettuare opportune analisi di instabilità sia per la progettazione di nuove opere sia per la verifica di condotte esistenti; in questo secondo caso, il gestore dell'impianto dovrà prestare particolare cura nell'attività di controllo e manutenzione di questi dispositivi.



Figura 118 - Esempio di rottura di una condotta forzata per effetto del mancato funzionamento della valvola di rientro dell'aria [23]

Nella verifica dello stato tensionale delle condotte esistenti è importante avere a disposizione i risultati delle indagini eseguite per la determinazione degli spessori reali delle condotte (Figura 119).



Figura 119 - Esame spessimetrico mediante ultrasuoni [23]

Gli aspetti relativi alle metodologie di indagine sono trattati in altri capitoli del rapporto ai quali si rimanda per i necessari approfondimenti (§3, §7). In questo capitolo si vuole mettere in evidenza il supporto che tali indagini possono fornire per una stima delle sollecitazioni nella struttura. Per esempio, le misure eseguite con rosetta forata possono servire, in linea di principio, a validare i risultati ricavati con le analisi numeriche (ordine di grandezza degli sforzi e variazioni lungo la condotta) se sono effettuate in punti della condotta lontani dagli appoggi o dai vincoli (p.es. nelle sezioni di mezzeria tra due appoggi consecutivi). Se tali rosette fossero collocate in prossimità degli appoggi, la direzione degli sforzi principali diverrebbe incerta rendendo difficoltoso, se non addirittura poco significativo, il confronto tra dati sperimentali e numerici. I valori di sforzo misurati sono comunque relativi perché non tengono conto dello stato di sforzo iniziale della condotta messa in opera.

Tanto per le condotte esistenti quanto per quelle in progettazione, altro aspetto da valutare opportunamente nei modelli numerici è il dimensionamento dei giunti di dilatazione per garantirne la funzionalità (Figura 120).

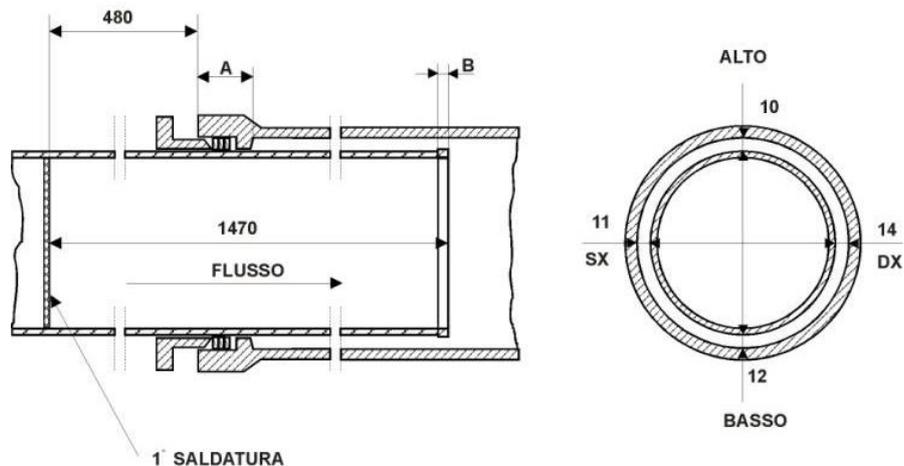


Figura 120 - Esempio di giunto di dilatazione [23]

Anche la modellazione o schematizzazione degli elementi che connettono la condotta forzata al terreno deve essere effettuata con cura per una valutazione accurata dello stato tensionale. Le soluzioni tecniche sono molteplici anche se sostanzialmente riconducibili a un sistema di collegamento della condotta alla sella di appoggio che trasferisce i carichi al terreno (Figura 121). Analoga considerazione può essere fatta per analizzare l'interazione della condotta con i blocchi di ancoraggio.

Le analisi basate sul Metodo agli Elementi Finiti (FEM), qualora lo si ritenga necessario, consentono di valutare in modo accurato lo stato deformativo e le sollecitazioni per le diverse condizioni di carico esaminate in fase di verifica strutturale. In fase progettuale, la modellazione consente di pervenire a un dimensionamento ottimale di questi elementi costruttivi.

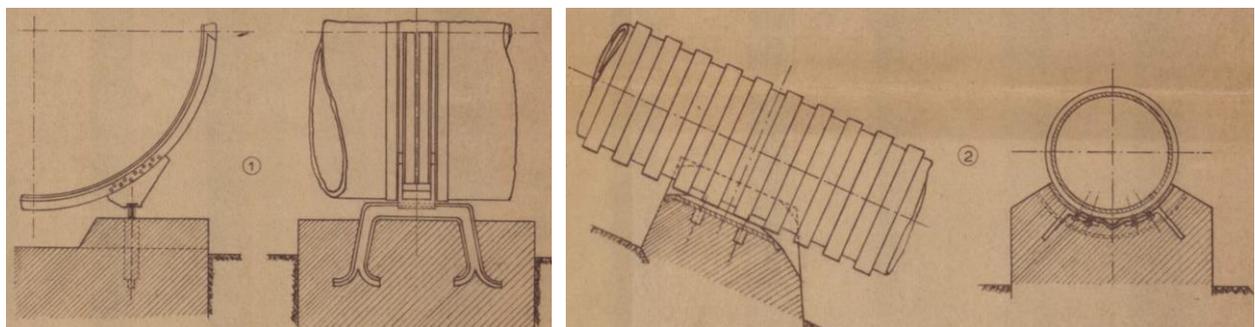


Figura 121 - Esempi di collegamento della condotta forzata alla sella di appoggio attraverso "pieducci" metallici (sinistra) o con appoggio diretto su culla metallica (destra)

5.3 Analisi di rischio¹

I tradizionali approcci deterministici (p.es. metodo delle tensioni ammissibili) sono stati prima affiancati e poi sostituiti da approcci semiprobabilistici come il metodo agli stati limite, discusso nel precedente capitolo, che consentono una trattazione più rigorosa delle incertezze. In aggiunta a questi approcci, si sta sempre più diffondendo l'impiego dell'analisi di rischio come strumento per la valutazione probabilistica di situazioni potenzialmente pericolose che interessano l'infrastruttura in esame e per la stima delle conseguenze (in termini di danni a persone e a beni) che tali situazioni potrebbero generare. Questo metodo consente di avere una visione olistica del problema e ha il vantaggio di consentire al gestore di indirizzare gli investimenti e gli interventi per ridurre i rischi o mitigare le conseguenze mettendo in sicurezza l'impianto stesso e le aree limitrofe, come descritto nel seguito.

L'introduzione dell'analisi di rischio implica inoltre un cambiamento sostanziale del paradigma tecnico e culturale alla base del concetto di "sicurezza" che nel quadro normativo del nostro paese è storicamente caratterizzato da un'impostazione di natura "impositiva", piuttosto che basata su "raccomandazioni" come al contrario avviene nei paesi anglosassoni dove, non a caso, queste metodologie sono state sviluppate e introdotte con successo da molto tempo.

La differenza tra le implicazioni che i due paradigmi comportano è evidente: nel primo caso la responsabilità civile e penale del gestore della struttura che ha causato perdite di vite umane, danni economici e ambientali a seguito di un incidente risulterebbe sollevata o limitata nel caso in cui i limiti e gli adempimenti imposti dalle normative di riferimento vigenti siano stati rispettati; nel secondo caso la responsabilità ricadrebbe sul gestore, anche qualora avesse messo in atto diligentemente le indicazioni dei relativi regolamenti tecnici. In questo modo si induce una maggiore proattività da parte dei gestori, che sono spinti a coinvolgere maggiormente i beneficiari dei loro servizi e gli altri soggetti interessati o esposti al rischio, i quali a loro volta, a fronte dei benefici ottenuti dalla presenza dell'infrastruttura, saranno maggiormente responsabilizzati e consapevoli dei costi necessari al mantenimento dei livelli di sicurezza più adeguati, che in questo caso dovrebbero essere definiti e concordati tra i portatori di interesse.

5.3.1 La valutazione del rischio

La valutazione del rischio è un insieme di attività che devono essere attuate per stimare il rischio nei riguardi di eventi pericolosi per la sicurezza di persone e beni.

Basandosi sulla terminologia riportata nella norma UNI 11230:2007 [26], le correlazioni tra le varie fasi della valutazione del rischio possono essere schematizzate come indicato in Figura 122.

Ai fini della valutazione del rischio occorre sapere come è gestita la sicurezza dell'impianto: p.es. le procedure per gestire i casi d'emergenza in relazione alle mansioni del personale, i controlli di sicurezza e dello stato di conservazione delle condotte, ecc..

L'esperienza acquisita nella gestione dell'impianto e i dati di letteratura relativi a impianti simili sono altresì importanti in quanto consentono di definire da un lato il tipo e la frequenza di guasti, malfunzionamenti o rotture e l'entità dei danni che possono causare (**analisi del rischio**), dall'altro lato permettono di individuare quali misure siano efficaci per ridurre i rischi o mitigare le conseguenze. Queste ultime informazioni sono utili per le fasi successive all'analisi del rischio poiché consentono la **ponderazione del rischio**, ossia stabilire se il rischio misurato è accettabile oppure se occorre adottare **misure preventive** per ridurre la probabilità che un determinato danno atteso si verifichi e/o **misure protettive** per circoscriverne gli effetti, quindi ridurre le conseguenze.

L'analisi di rischio può essere effettuata su installazioni nuove o esistenti; deve essere rivista con cadenza periodica ed essere accompagnata da un foglio che attesti la condizione della condotta.

¹ In Francia l'analisi di rischio è richiesta per gli impianti di maggiore importanza individuati secondo la seguente regola $HxD > 700$, dove H è l'altezza della colonna d'acqua relativa al massimo livello statico, aumentata della sovrappressione del colpo di ariete, e D il diametro della condotta, espressi in metri.

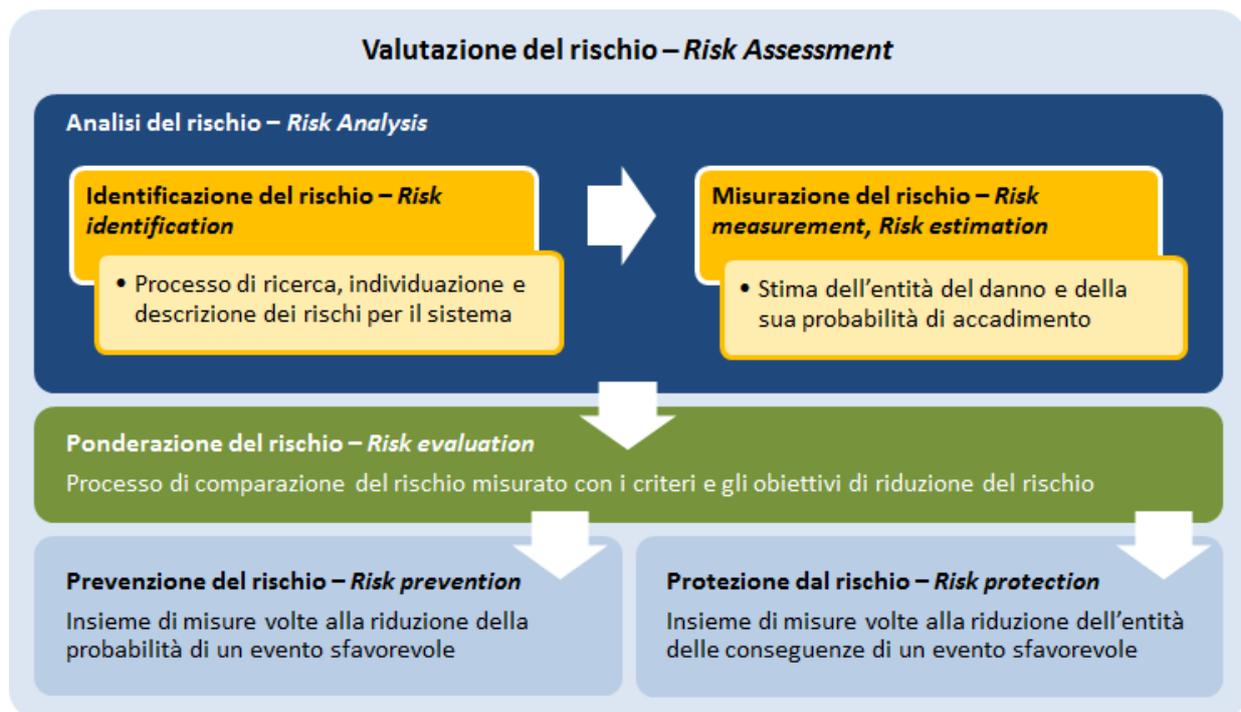


Figura 122 - Schema della valutazione del rischio

5.3.2 L'approccio multidisciplinare dell'analisi di rischio

Il processo di valutazione del rischio richiede un approccio multidisciplinare poiché deve analizzare aspetti di carattere tecnologico, gestionale, socio-economico e ambientale.

Per questo motivo, quando si intraprende l'analisi di rischio è opportuno creare un **Team di Lavoro** (TdL) costituito sia dal personale che opera e gestisce l'impianto sia da specialisti nei vari settori tecnici. Il TdL deve avere a disposizione una descrizione accurata dell'intero sistema e delle modalità di gestione operativa in regime stabile o transitorio, in fase di manutenzione, in caso di eventi accidentali o condizioni particolari.

Analizzando le informazioni disponibili, nonché dati di letteratura su impianti simili, e tenendo conto dell'esperienza del personale che opera sull'impianto, il TdL deve compilare un elenco dei possibili **eventi pericolosi** (H) e dei rischi associati, specificando quali siano gli eventi iniziatori. Gli eventi pericolosi possono essere *interni* (guasto tecnico, errore umano, invecchiamento e degrado dei materiali, ecc.) o *esterni* (cause ambientali, meteorologiche o legate ad attività antropiche nelle aree limitrofe). Sulla base di tale lista il TdL può individuare gli **scenari di rischio** o modi di crisi. Gli eventi pericolosi sono caratterizzati in intensità e velocità di accadimento mentre i rischi ad essi associati sono classificati in base alla severità del danno e alla frequenza di accadimento annuale.

Il TdL deve quindi valutare le modalità di risposta del sistema individuando la **vulnerabilità** dell'intera struttura o dei suoi componenti nel caso in cui si verificano eventi naturali o accidentali (V), oltre a valutare le **conseguenze** su persone e beni (C). Nella valutazione delle conseguenze è importante distinguere se si tratta di conseguenze individuali o collettive, occupazionali, commerciali, ecc. in modo tale che i processi decisionali siano indirizzati correttamente verso obiettivi che siano effettivamente prioritari.

Una volta definito e quantificato il rischio (R), nelle fasi successive della valutazione si stabilisce se è tollerabile e se le misure di controllo, prevenzione e protezione siano adeguate oppure se siano necessari interventi di mitigazione.

Nei paragrafi successivi si analizzeranno in dettaglio le varie fasi della valutazione del rischio.

5.3.3 Analisi del rischio

L'analisi di rischio deve indicare i livelli di rischio al quale si espongono persone e beni interessati, direttamente o indirettamente, per le conseguenze provocate da un evento naturale o accidentale.

L'analisi di rischio generalmente considera le condotte forzate a partire dalla valvola di testa fino al macchinario idraulico. In ogni caso, ai fini della valutazione della sicurezza, gli elementi esclusi dall'analisi dovranno comunque essere considerati se possono costituire un potenziale fattore di rischio esterno oppure subire danni in seguito a un evento incidentale. L'analisi di rischio deve quindi individuare nelle aree circostanti i principali fattori che possono avere impatto potenziale sulle condotte, come la presenza di impianti industriali a elevato rischio, strade, vegetazione, zone potenzialmente soggette a dissesti idrogeologici, canali interessati da valanghe, ecc. Anche il verificarsi di condizioni climatiche avverse deve anche essere considerato. Nel contempo, l'analisi di rischio deve individuare nelle aree limitrofe alle condotte gli elementi vulnerabili che potrebbero subire conseguenze: popolazione, abitazioni, edifici pubblici, infrastrutture (strade, autostrade, ferrovie, reti elettriche, idriche, ecc.), aree industriali, commerciali e turistiche, aree naturali protette (parchi, riserve, ecc.), patrimoni storici e culturali, corsi d'acqua, ecc.

5.3.3.1 Definizione del rischio

L'analisi del rischio si basa sulla stima della probabilità di accadimento di eventi pericolosi per il sistema (**Hazard** o **Pericolosità**, da qui in avanti indicata con la lettera **H**), della probabilità di crisi del sistema o delle sue componenti (**Fragility** o **Vulnerabilità**, indicata con la lettera **V**) e delle perdite valutate in termini di perdita di vite umane e danni economici-ambientali (**Consequences** o **Esposizione**, indicata con la lettera **C**).

Formalmente, definita una vita di riferimento V_N dell'opera rispetto alla quale definire le prestazioni strutturali e la pericolosità, il rischio R su base annua può essere ottenuto come segue:

$$R = \sum \{P(\text{Evento}) \times P(\text{Crisi}|\text{Evento}) \times P(\text{Conseguenz}\mathring{x})\}$$

dove $P(\text{Evento})$, $P(\text{Crisi}|\text{Evento})$ e $P(\text{Conseguenze})$ rappresentano rispettivamente la probabilità o frequenza di accadimento di un evento avverso (**H**), la probabilità di occorrenza di uno stato di crisi della struttura (**V**) provocato dall'evento stesso e la probabilità che si manifesti un certo livello di conseguenze (**C**).

In generale, attraverso la stima del rischio è dunque possibile dare una misura della sicurezza e dell'affidabilità di un determinato sistema che tenga conto sia delle incertezze insite nel problema stesso sia delle conseguenze potenzialmente provocate dalla perdita di determinate funzionalità.

5.3.3.2 Identificazione del rischio (Risk identification)

Il primo passo dell'analisi di rischio consiste nell'individuazione delle minacce (**H**), ossia eventi avversi che possono interessare il sistema. Come indicato nel paragrafo §5.3.2, in questa fase è indispensabile conoscere l'ambiente in cui il sistema è ubicato e opera, oltre ai vincoli fisici e funzionali di tutte le sue componenti e devono essere tenute in conto le **incertezze** che influenzano le azioni e gli eventi avversi per caratterizzare la loro pericolosità in termini probabilistici. Le incertezze possono essere valutate mediante **analisi di sensitività** e **analisi delle incertezze**.

Le minacce possono essere raggruppate in pericoli dovuti a:

- Eventi naturali (terremoti, frane, piene, valanghe, ecc.).
- Eventi antropici non intenzionali o intenzionali (errori umani, sabotaggi, atti terroristici, ecc.).
- Processi interni legati all'invecchiamento dell'opera.

Alcune minacce sono identificate e caratterizzate secondo metodi e modalità di rappresentazione ormai codificati e riconosciuti a livello internazionale, si pensi ad esempio alle **mappe di pericolosità** per i sismi. Altre minacce, invece, sono più difficili da identificare perché le informazioni non sono sempre accessibili, esaurienti o perfino presenti. In tal caso, per riuscire a costruire p.es. le curve di pericolosità, il più delle volte si effettuano considerazioni qualitative e formali basate su periodi di osservazione.

Per gli eventi naturali sono generalmente disponibili dati statistici.

Per quanto riguarda le azioni avverse, occorre differenziarle in base al modo di crisi che determinano; inoltre, gli eventi e le conseguenze a essi associati sono considerati indipendenti l'uno dall'altro, ossia la probabilità congiunta che essi si verifichino contemporaneamente è assunta trascurabile.

Nell'Allegato 1 si presentano alcuni metodi consolidati per caratterizzare la pericolosità degli eventi naturali che possono interessare le condotte forzate.

5.3.3.3 Misurazione del rischio (Risk estimation)

I metodi ad oggi maggiormente utilizzati per misurare il rischio mirano soprattutto a fornire indici sintetici che possano essere utilizzati nelle altre fasi del processo di analisi per creare delle priorità tra i possibili interventi da realizzare per accrescere il livello di sicurezza del sistema. La definizione degli **indici di rischio** può essere effettuata basandosi sia su giudizi di natura soggettiva, fondati principalmente sulle esperienze del passato, sia su valutazioni di tipo matematico e scientifico.

I principali metodi utilizzati sono di tipo sia *qualitativo* sia *quantitativo*. Tra i primi metodi i più diffusi sono quelli che identificano i **modi di crisi** del sistema (*Failure Modes Effect Analysis*, FMEA) mentre tra i secondi rientrano le analisi basate sulla definizione di **alberi di guasto** (*Fault Tree Analysis*, FTA) o **alberi di eventi** (*Event Tree Analysis*, ETA).

5.3.4 Ponderazione del rischio (Risk evaluation)

La ponderazione del rischio è il processo che mette a confronto i risultati dell'analisi di rischio con i valori soglia definiti per determinare se il livello di rischio è accettabile oppure servono azioni di prevenzione e/o mitigazione. L'incertezza connessa alla definizione delle soglie porta in genere a proporre due valori estremi: una soglia superiore, al di sopra della quale si ritiene il rischio inaccettabile, e una soglia inferiore al di sotto della quale si ritiene il rischio accettabile. Tra i due valori soglia si inserisce l'area di ALARP (*As low as reasonably practicable*) nella quale in genere si accetta il rischio solo se gli interventi di mitigazione/prevenzione che si possono mettere in campo possono richiedere investimenti ingenti rispetto ai miglioramenti attesi.

In Europa si adottano generalmente due tipi di approccio per la ponderazione del rischio:

- *Consequence based*: valuta le conseguenze di un certo numero di scenari incidentali plausibili.
- *Risk based*: valuta sia le conseguenze sia la frequenza di accadimento di un possibile scenario incidentale.

Il rischio associato a ciascun scenario può essere valutato mediante **matrici di rischio** che mettono in relazione la probabilità annuale di accadimento dell'evento pericoloso con la gravità delle conseguenze a esso associate (Tabella 22). Sia per la probabilità di accadimento dell'evento sia per l'entità dei danni attesi si definiscono dei livelli di variazione che devono tenere conto della vulnerabilità del sistema e del suo territorio. Ogni cella della matrice di rischio distingue mediante un colore il livello di rischio R associato a tale evento.

Tabella 22 – Matrice di rischio

Matrice di rischio		Severità del danno (V,C)			
		1 -Trascurabile	2 - Moderata	3 - Critica	4 - Catastrofica
Probabilità di accadimento (V,H)	1 - Improbabile	Lieve	Lieve	Medio	Medio
	2 - Occasionale	Lieve	Medio	Alto	Alto
	3 - Probabile	Medio	Alto	Alto	Grave
	4 - Frequente	Medio	Alto	Grave	Grave

Livello di rischio: R1 Lieve – R2 Medio – R3 Alto – R4 Grave

Nella matrice di rischio in Tabella 22 si individuano p.es. 4 livelli di rischio:

- R1 – Rischio lieve.
- R2 – Rischio medio.
- R3 – Rischio alto.
- R4 – Rischio grave.

5.3.5 *Prevenzione e protezione dal rischio (Risk prevention and protection)*

La messa in opera delle misure di mitigazione può essere valutata definendo il rischio residuo degli eventi incidentali.

Nel caso di situazioni inaccettabili è necessario prevedere misure di mitigazione del rischio che possono essere strutturali o non strutturali e che possono agire sulle due componenti del rischio attraverso la riduzione della magnitudo degli eventi indesiderati (misure di protezione) o della probabilità di accadimento degli stessi (misure di prevenzione). Le misure possono essere di diversa natura, per esempio di tipo tecnico, organizzativo, gestionale, di pianificazione territoriale.

Misure tese alla riduzione della probabilità di accadimento dell'evento indesiderato: (a) riduzione della probabilità di guasto del sistema e dei suoi componenti, attraverso un adeguato progetto, selezione e manutenzione; (b) installazione di sistemi di sicurezza che entrino in funzione quando i sistemi di controllo falliscono, quali per esempio i dispositivi di scarico di emergenza (ad es. organi di sicurezza) per la protezione del sistema; (c) riduzione della probabilità di malfunzionamento dei sistemi di controllo e di sicurezza attraverso il principio della ridondanza, consistente nel duplicare completamente le apparecchiature critiche così che il malfunzionamento richieda il guasto simultaneo di due sistemi di controllo o di sicurezza; (d) riduzione della probabilità dell'errore umano attraverso sistemi che impediscano operazioni scorrette critiche per la sicurezza; (e) un adeguato programma di formazione del personale e la creazione di adeguate procedure di lavoro.

Misure tese alla riduzione del danno: (a) riduzione della popolazione esposta in caso di incidente attraverso misure di pianificazione territoriale, compresa la localizzazione degli insediamenti industriali; (b) riduzione dei danni della popolazione colpita attraverso la predisposizione di piani di emergenza.

Una volta che tali misure siano state decise, è necessario ripercorrere le fasi precedenti e rifare l'analisi di rischio per la nuova situazione al fine di verificare da un lato che l'obiettivo di riduzione del rischio al di sotto della soglia di accettabilità sia stato raggiunto, e dall'altro che le modifiche introdotte non abbiano creato inavvertitamente delle situazioni con maggior rischio di quelle di partenza.

Raggiunta una situazione soddisfacente è poi necessario monitorare continuamente che il rischio residuo (cioè quello che si è deciso di accettare) non si aggravi significativamente nel corso della vita del sistema oggetto dell'analisi di rischio. A questo importante compito risponde un sistema di gestione della sicurezza che deve coinvolgere sia il gestore dell'opera sia le autorità competenti e gli altri *stakeholder* presenti sul territorio. Occorre fare riferimento a questo sistema per sovrintendere a tutte le modifiche che normalmente si rendono necessarie durante la vita dell'opera in esame per garantire il permanere in completa efficienza delle misure di prevenzione e protezione implementate.

6 RICOGNIZIONE SULLE PRINCIPALI PROBLEMATICHE A CUI SONO SOGGETTE LE CONDOTTE FORZATE E INTERVENTI DI RISANAMENTO ADOTTATI

6.1 Corrosione

Con il termine corrosione si indica il complesso dei fenomeni chimico-fisici che comportano il degrado dei materiali metallici ad opera dell'ambiente a cui sono esposti che tendono a riportare il metallo allo stadio di ossido, stato nel quale si trovava in natura. Per questo motivo la corrosione è detto anche processo antimetallurgico (Figura 123).

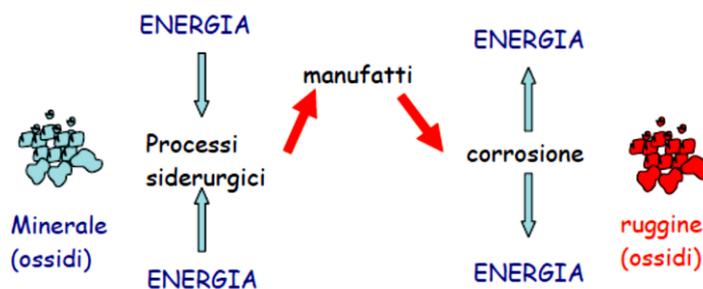


Figura 123 – Il fenomeno della corrosione [27]

La corrosione è un lento attacco promosso dall'affinità chimica tra il metallo o lega e alcuni componenti dell'ambiente (O_2 , acidi ecc.). Esistono due tipi di corrosione: la corrosione a secco, cioè l'ossidazione dei metalli ad alta temperatura con cinetiche dipendenti dalla Termodinamica Chimica, che non rientra nel caso delle condotte, e la corrosione a umido, cioè la corrosione in ambiente acquoso attraverso processi di natura elettrochimica. Nella corrosione a umido l'ambiente corrosivo è costituito da soluzioni acquose contenenti ossigeno.

Il processo corrosivo può essere suddiviso in due processi indipendenti, concomitanti e complementari (Tabella 23):

- 1) processo anodico di dissoluzione del materiale (ossidazione) che consiste nel trasferimento del metallo in ioni idratati, con un numero equivalente di elettroni "lasciati" sulla superficie del metallo. $Me \rightarrow Me^{++} + (nH_2O) + 2e^-$
- 2) processo catodico (riduzione) che consiste nell'assimilazione dell'eccesso di elettroni da parte di depolarizzatori (atomi, molecole o ioni capaci di essere ridotti al catodo), in questo esempio ossigeno, tramite la semireazione $O_2 + 2e^- + H_2O \rightarrow 2OH^-$

Questi due processi sono indipendenti ma complementari, nel senso che il numero di elettroni nell'unità di tempo lasciati sulla superficie metallica dalla reazione anodica deve essere uguale al numero di elettroni nell'unità di tempo consumati dal depolarizzatore nella semireazione catodica; se così non fosse, si avrebbe un accumulo di carica elettrica nel metallo.

Tabella 23 – Processi di corrosione

Reazione anodica	$Fe \rightarrow Fe^{++} + 2e^-$
Reazione catodica	$1/2 O_2 + 2e^- + H_2O \rightarrow 2OH^-$
In soluzione	$Fe^{++} + 2OH^- \rightarrow Fe(OH)_2$
Reazione globale di corrosione a umido	$Fe + 1/2 O_2 + H_2O \rightarrow Fe(OH)_2$

Queste relazioni avvengono entrambe all'interfaccia metallo-soluzione acquosa (Figura 124), zona nella quale esse possono comportare modificazioni sensibili dell'ambiente acquoso (ad esempio un sensibile aumento di pH). Le reazioni secondarie, che avvengono quando i prodotti delle reazioni anodiche e

catodiche vengono a contatto fra loro o con altre sostanze ambientali, portano alla separazione di ossidi, idrossidi, sali basici. In funzione delle caratteristiche chimico-fisiche e costitutive degli eventuali strati superficiali formati (continuità, compattezza, conducibilità elettronica ecc.) si possono avere sensibili riflessi sulla velocità con cui proseguono nel tempo i processi corrosivi.

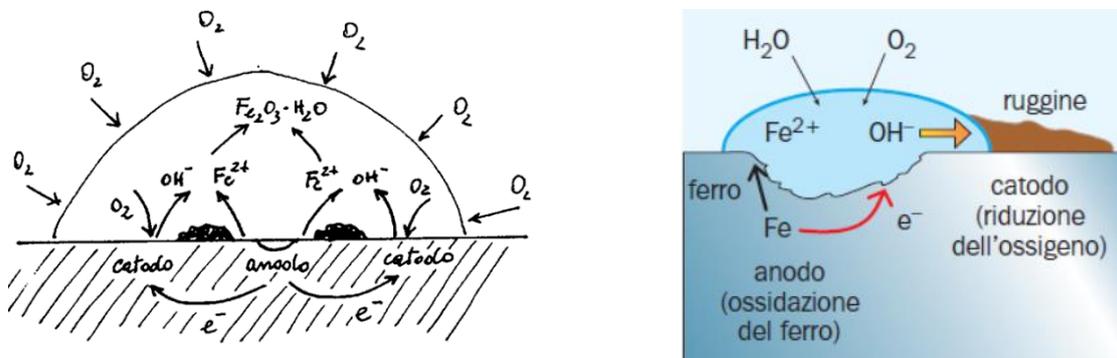
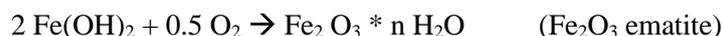


Figura 124 – Schemi del processo di corrosione in acqua: l'anodo perde molecole di metallo e si consuma

A causa dell'ambiente esterno l'idrossido ferroso può a sua volta essere ossidato a idrossido ferrico:



Viene così a formarsi la nota ruggine di colore rosso-bruno. Tuttavia, in funzione delle caratteristiche ambientali, sono possibili diversi stati di ossidazione del ferro.

Sebbene la sua presenza rallenti in qualche misura la velocità di corrosione del metallo sottostante, il danneggiamento prosegue comunque a velocità apprezzabili e dipendenti dall'ambiente corrosivo.

Nel tempo sono stati identificati e catalogati numerosi tipi di corrosione dei metalli; con l'ingegneria della corrosione si è tuttavia pervenuti a una classificazione consolidata e circoscritta di forme di corrosione, la cui conoscenza è alla base della prevenzione e della scelta dei materiali metallici, oltre che dei metodi di diagnosi. Le forme di corrosione che interessano le condotte sono essenzialmente

- la corrosione generalizzata;
- la *pitting corrosion*;
- la corrosione interstiziale (*crevice corrosion*).

6.1.1 Corrosione generalizzata

È la corrosione che interessa tutte le superfici, o ampia parte di esse, di un metallo esposto a un ambiente aggressivo. Si distingue tra corrosione generalizzata uniforme o disuniforme: nel primo caso la penetrazione è la medesima su tutta la superficie, mentre nel secondo caso segue un profilo più o meno regolare. In assenza di sistemi di protezione, l'acciaio esposto agli ambienti naturali quali terreno o acque si corrode in modo prevalentemente generalizzato (Figura 125).

La velocità di corrosione può essere determinata misurando la perdita di peso per unità di superficie esposta, ed espressa come velocità di penetrazione uniforme, in millimetri per anno (mm/anno) o in micron per anno ($\mu\text{m}/\text{anno}$). Per valutare l'intensità della velocità di penetrazione di tipo generalizzato si ricorre a varie classificazioni, come ad esempio riportato qui di seguito:

- Trascurabile < 50 $\mu\text{m}/\text{anno}$
- Bassa < 50 ÷ 100 $\mu\text{m}/\text{anno}$
- Modesta 100 ÷ 500 $\mu\text{m}/\text{anno}$
- Severa 500 ÷ 1000 $\mu\text{m}/\text{anno}$
- molto severa > 1000 $\mu\text{m}/\text{anno}$



Figura 125 – Tallone prelevato da una condotta in esercizio con corrosione generalizzata

Quando la corrosione è controllata dalla reazione di riduzione dell'ossigeno, la corrente di corrosione (che misura la velocità di corrosione uniforme) coincide con la corrente limite di diffusione dell'ossigeno stesso e ciò, in prima approssimazione, indipendentemente dal tipo di metallo. Nella Tabella 24 per una serie di ambienti d'interesse pratico, sono riportati i valori di riferimento della densità di corrente limite di diffusione dell'ossigeno; per l'acciaio, la relazione tra densità di corrente e velocità di corrosione generalizzata è circa di 1,16 micron/anno per 1 mA/m².

Tabella 24 – Valori indicativi della corrente limite di diffusione dell'ossigeno in mezzi aerati

Ambiente	Densità di corrente limite di diffusione dell'ossigeno (mA/m ²)
Strutture interrate	5 - 100
Strutture in mare	50 - 200
Acque: regime turbolento	200 - 1000
Armature calcestruzzo: strutture in aria	5 - 15
Armature calcestruzzo: strutture immerse	0,2 - 2

Nelle acque, la velocità di corrosione da ossigeno aumenta all'aumentare della temperatura; si deve tuttavia distinguere, come illustrato in Figura 126, tra sistemi chiusi, curva (b) e sistemi aperti, curva (a). Nei secondi, la velocità di corrosione diminuisce al di sopra di 80°C circa per il prevalere dell'effetto della diminuzione di solubilità dell'ossigeno.

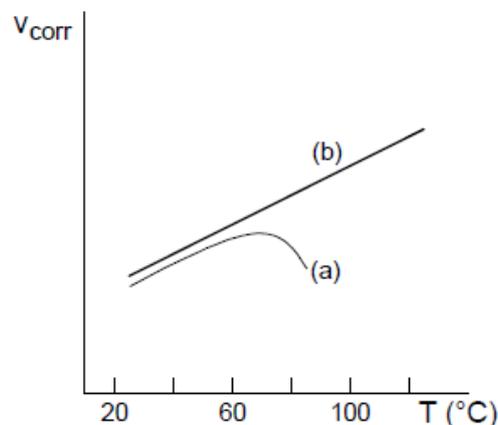


Figura 126 – Dipendenza dalla temperatura della velocità di corrosione da ossigeno: (a) sistemi aperti; (b) sistemi chiusi [28]

Nel caso delle condotte forzate degli impianti idroelettrici, poiché la temperatura dell'acqua è sempre bassa, i valori di corrosione generalizzata si mantengono in generale molto modesti.

Spesso, più che per la corrosione interna della tubazione la diminuzione di spessore può avvenire in corrispondenza della generatrice inferiore per abrasione, quando l'acqua trasporta residui silicei abrasivi. In passato era una procedura usuale ruotare le condotte intorno al proprio asse, proprio allo scopo di uniformare il consumo del metallo. Diverso è il caso delle zone esterne, dove la presenza di umidità può provocare danni evidenti (Figura 127).



Figura 127 – Effetti della corrosione sulla superficie esterna della condotta

Rispetto ad altre forme, la corrosione di tipo generalizzato è meno insidiosa perché consente la previsione non solo del suo verificarsi o meno, ma anche della sua velocità di penetrazione media.

Su questo concetto si basa la prevenzione mediante l'introduzione del sovrappessore di corrosione, dimensionato appunto come prodotto della velocità di corrosione uniforme per la vita di progetto.

I metodi tradizionali di prevenzione sono descritti più avanti.

6.1.2 Pitting corrosion

La corrosione per *pitting* si presenta con attacchi localizzati, detti *pit* o vaiolature, che dalla superficie penetrano attraverso lo spessore del metallo a velocità spesso molto elevata.

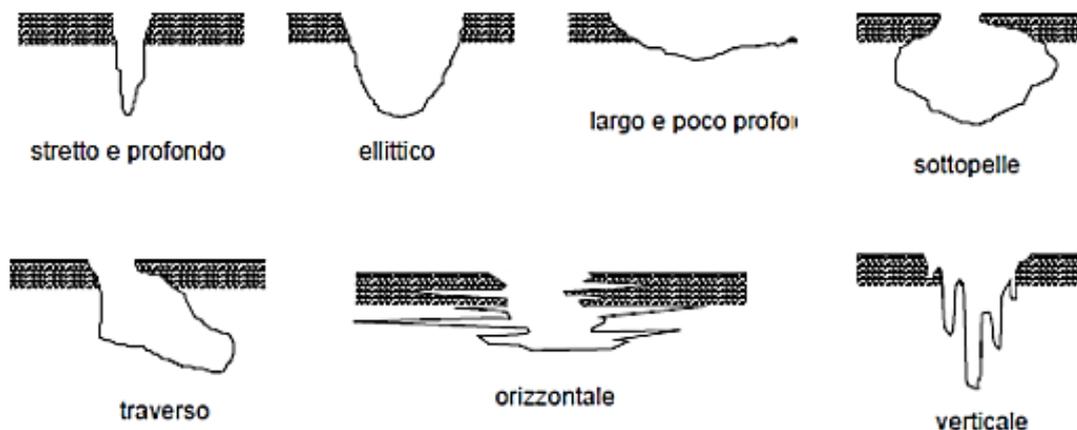


Figura 128 – Morfologie di corrosione per *pitting* [28]

L'innesco può verificarsi in corrispondenza dei punti in cui il film passivo è più debole, per inclusioni superficiali, difetti del materiale, difetti di verniciatura: l'area scoperta diviene anodica e si innesca un processo corrosivo rapido, essendo il rapporto tra superficie catodica (la gran parte della superficie metallica esposta all'ambiente che resta inalterata) e la superficie anodica (l'area scoperta) molto grande. Le vaiolature, le cui dimensioni variano appunto da poche decine di micron sino a qualche millimetro hanno morfologie variabili (Figura 128, Figura 129).

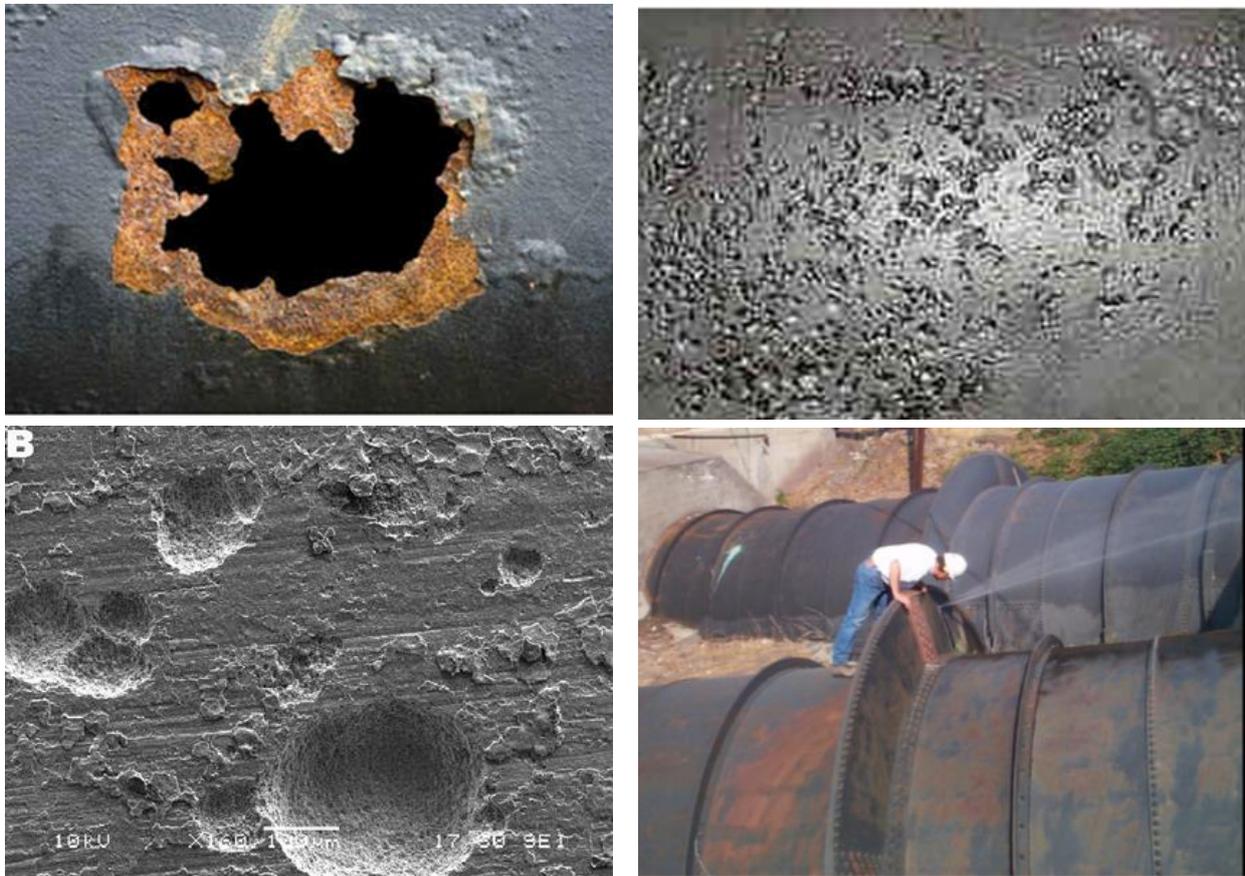


Figura 129 – Esempi di corrosione per *pitting*

All'interno del *pit* si ha dunque la reazione anodica con produzione di Mn^{+} . L'idrolisi dei prodotti di corrosione ($Mn^{+} + nH_2O \rightarrow M(OH)_n + nh^{+}$) produce un aumento di acidità all'interno del *pit*. In seguito a questo abbassamento del pH aumenta ulteriormente l'aggressività e quindi la velocità di corrosione.

All'esterno del *pit* prosegue la riduzione dell'ossigeno. La conseguente alcalinizzazione ($O_2 + 4e^{-} + 2H_2O \rightarrow 4OH^{-}$) provoca un aumento della passivazione.

Secondo le “*Guidelines for Evaluating Aging Penstocks*” pubblicato dalla *American Society of Civils Engineers* [11], le aree di corrosione localizzata, anche se profonde, possono essere escluse nella valutazione di resistenza della condotta nel suo insieme proprio perché, essendo queste aree limitate, il materiale circostante, che ha uno spessore sufficiente, resiste alle sollecitazioni per redistribuzione degli sforzi.

La riparazione delle aree soggette a corrosione per *pitting* può avvenire con interventi di metallizzazione o con l'applicazione di stucchi epossidici prima della successiva verniciatura o, in casi limitati, per saldatura. La metallizzazione con zinco spruzzato ha il vantaggio di rendere la struttura protetta anche nel caso si verificano piccoli ammaloramenti dello strato di rivestimento.

6.1.3 Corrosione interstiziale e sotto deposito (crevice corrosion)

Per un metallo esposto a un ambiente aggressivo, la presenza d'interstizi o di parti di superficie non liberamente esposte all'ambiente costituisce di norma sempre un fattore aggravante per la corrosione; l'espressione corrosione interstiziale mette in risalto il contributo della componente geometrica, sotto forma appunto di interstizio o più genericamente di zona schermata, nella corrosione (Figura 130). Le modalità con cui si esplica l'azione aggravante sono diverse:

- il ristagno di acqua, ad esempio nelle strutture esposte all'atmosfera;
- l'intervento di variazioni nella composizione chimica della soluzione ad opera sia della stessa reazione di corrosione sia degli impedimenti ai fenomeni di trasporto;
- il contributo di fattori microbiologici;
- la difficoltà di espletare l'azione di prevenzione, ad esempio mediante rivestimenti applicati successivamente alla costruzione o alla posa in opera.

La stessa cosa si verifica nell'intercapedine tra tubo maschio e femmina dei giunti di dilatazione.

Esempi di situazioni che danno luogo a interstizi sono: l'accoppiamento mediante flange; la saldatura di lamiera effettuata a punti; l'accumulo, sul fondo di una tubazione, di depositi di natura qualsiasi. Lo spessore degli interstizi è variabile da pochi centesimi a decimi di micron.

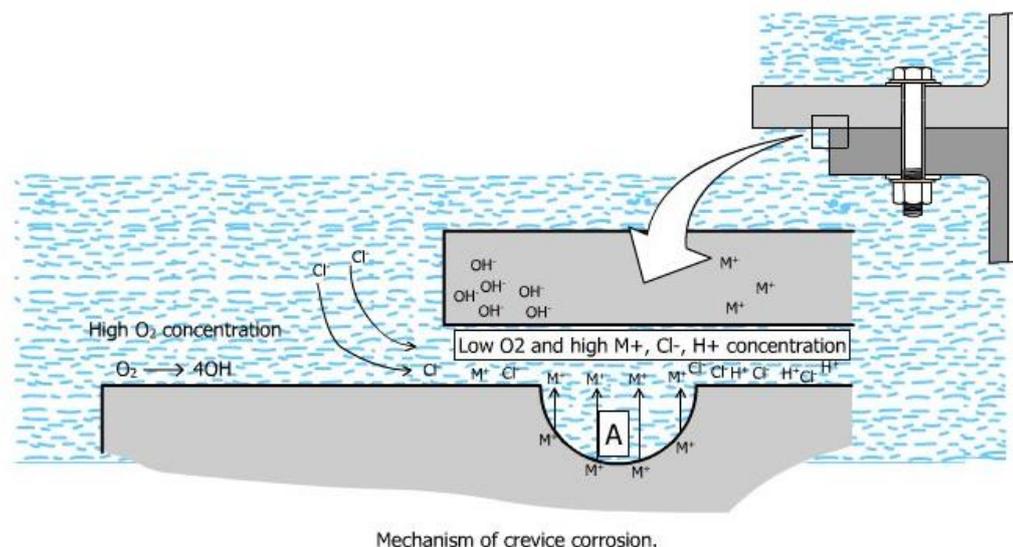


Figura 130 – Esempio tipico di corrosione interstiziale (rif. Nitti-Gritty)

6.2 Metodi di protezione dalla corrosione

6.2.1 Condotte esterne: verniciature

Il principale sistema di protezione delle condotte esterne consiste nell'applicazione di vernici. L'applicazione delle verniciature deve sempre essere eseguita in conformità alle specifiche allegate a ciascun prodotto specifico. Nel seguito si esporranno concetti validi genericamente per i trattamenti protettivi.

Come detto, le superfici di acciaio esposte all'umidità e all'ossigeno sono soggette al processo di corrosione. L'interno delle condotte è soggetto al fluire dell'acqua, altre parti esterne delle stesse sono costantemente soggette all'umidità. Anche l'acciaio inserito nel calcestruzzo, come nel caso dei blocchi di ancoraggio delle condotte, può essere soggetto a corrosione.

Come già visto le principali forme di corrosione sono la corrosione generalizzata, la *pitting corrosion* e la corrosione interstiziale (*crevice corrosion*).

Possiamo inoltre avere altri fenomeni di tipo corrosivo:

- Erosione e cavitazione, sono provocate dal flusso dell'acqua, la prima per trasporto di materiale solido abrasivo la seconda quando si verifica una depressione eccessiva nel liquido causata da distacchi di vena.
- Tensocorrosione che si può verificare negli acciai ad alta resistenza, dando origine al collasso del materiale (le condotte sono sottoposte a stati di trazione quindi si devono impiegare acciai poco sensibili al fenomeno).

I trattamenti protettivi sono normati dall'Europa e queste norme devono essere inserite in quelle emesse dai singoli paesi. Queste direttive sono emesse dall'*Environment Protection Agency* (EPA).

Esiste una direttiva, la VOC, che riguarda la verniciatura delle strutture, e regola in particolare l'emissione delle sostanze volatili contenute nei solventi.

Un'altra norma che regola i trattamenti di verniciatura, dalla preparazione delle superfici sino al controllo della realizzazione, è l'*Handbook for Corrosion, Protection, Painting of Steel Structures*, dell'Istituto Svedese per la Corrosione [29]. I trattamenti di verniciatura sono anche regolati dalle norme UNI EN ISO 12944 [30].

I trattamenti di verniciatura devono essere preceduti dalla preparazione delle superfici che possono consistere in interventi che vanno dall'asportazione di incrostazioni importanti, a trattamenti di idro-lavaggio o chimici sino alla preparazione più importante, la sabbatura, che consiste nell'investire una superficie metallica con elementi solidi di piccole dimensioni (abrasivi), naturali o sintetici, immersi in un fluido, aeriforme o liquido, che viene lanciato ad alta velocità sulla superficie da trattare. I procedimenti di sabbatura sono molteplici e sono descritti nella norma UNI EN ISO 8504-2 [31].

Nel corso d'esecuzione di tutte le fasi lavorative, sia di preparazione delle superfici, sia di applicazione dei prodotti vernicianti occorre verificare con cura le condizioni ambientali: la temperatura del supporto, dell'aria e dell'umidità devono rispondere alle specifiche di applicazione dei diversi prodotti.

Oltre alla funzione protettiva delle verniciature, occorre considerare che al trattamento di verniciatura interna consegue una diminuzione di scabrezza che consente quindi di aumentare il salto motore e pertanto la quantità di energia prodotta, a parità di altre condizioni, la cui entità è da valutare caso per caso.

6.2.2 Protezione delle tubazioni interrato

Il terreno con cui queste strutture sono a contatto è un mezzo corrosivo sia delle strutture metalliche sia delle opere in cemento armato, in particolare per queste ultime, quando per carbonatazione viene meno la protezione dalla corrosione delle armature che l'ambiente basico dei getti di calcestruzzo di per sé assicura.

In generale, infatti, un terreno è un mezzo poroso costituito da particelle solide, da acqua e sostanze chimiche in essa disciolte e da aria. Se all'acqua si aggiunge l'ossigeno, il terreno acquisisce un comportamento elettrolitico, perciò un metallo a contatto con esso subisce i possibili fenomeni di corrosione. I terreni dove prevale la presenza di particelle grossolane e quelli sabbiosi possiedono elevata capacità di drenaggio e quindi un basso grado di ritenzione dell'acqua. I terreni a granulometria fine, come limi e soprattutto argille, hanno invece un'elevata capacità di trattenere l'acqua nei pori con conseguente formazione di una vera e propria pila che innescherà un processo corrosivo sul metallo non protetto.

Tale processo sarà proporzionale alla intensità ed alla variazione nel tempo della corrente che ciascuna pila può erogare. La pila può essere di diversi tipi, tra questi distinguiamo:

- La pila galvanica costituita dall'accoppiamento di due metalli diversi tra loro immersi in uno stesso ambiente;
- La pila geologica costituita dall'interazione di un metallo unico immerso in ambiente di natura diversa (Figura 131).

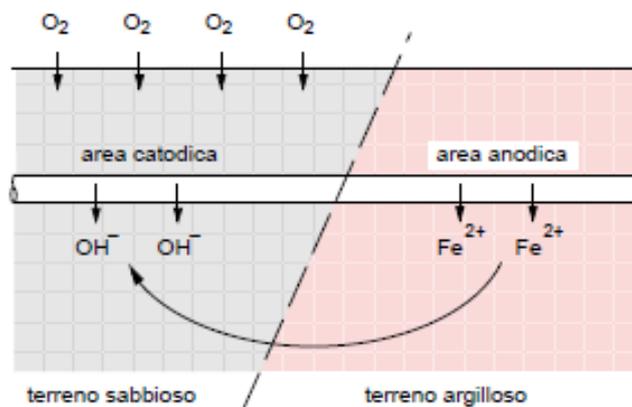


Figura 131 – Corrosione per pila geologica [28]

A questi fenomeni se ne affianca uno altrettanto significativo che deriva dalla presenza di correnti disperse nell'ambiente di posa in cui le tubazioni sono immerse. La corrente dispersa è una corrente esterna immessa nell'ambiente da impianti elettrici aventi un difetto di isolamento o collegati a terra per esigenze funzionali (Figura 132).

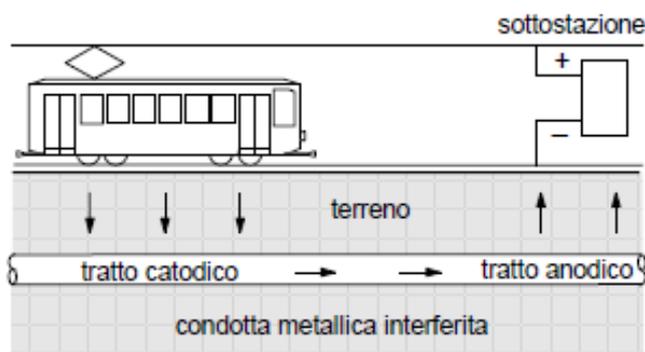


Figura 132 – Esempio di correnti continue disperse per esigenze funzionali [28]

Tali flussi, come detto, investono la tubazione in alcune zone (zone catodiche) e sono causa di pericolosi fenomeni di corrosione nelle zone in cui le correnti abbandonano le condotte (zone anodiche).

Occorre distinguere tra l'effetto che hanno le correnti continue e le correnti alternate, che possono provenire da elettrodotti o da linee ferroviarie ad alta velocità. Gli effetti corrosivi delle correnti alternate sono generalmente inferiori a quelli indotti dalla corrente continua. La corrosione aumenta all'aumentare della densità di corrente scambiata in corrispondenza dei difetti nel rivestimento: è trascurabile al di sotto di 20 A/m^2 , può verificarsi per valori compresi tra 20 e 100 A/m^2 , è praticamente certa oltre i 100 A/m^2 . La corrente è più o meno dannosa, oltre un certo valore di voltaggio minimo, anche in relazione alla resistività del terreno. In presenza di corrente alternata è più elevata la corrente impressa necessaria a mantenere il potenziale di protezione.

La capacità di essere corrosivo di un terreno è data dalla sua resistività, che indica appunto l'attitudine dello stesso ad opporre resistenza al passaggio delle cariche elettriche: tanto più la resistività di un terreno è bassa, tanto più elevata è la sua potenziale corrosività.

Nella fase di progettazione di una condotta metallica interrata conviene misurare la resistività del terreno lungo il tracciato per valutarne le condizioni di corrosività in funzione dell'umidità del terreno stesso.

6.2.3 Protezione passiva

La protezione passiva è l'insieme dei provvedimenti atti a isolare elettricamente le condotte forzate, con un rivestimento protettivo, dall'ambiente in cui giacciono. Generalmente le condotte sono collegate alla rete di terra della centrale salvo il caso in cui venga installato un giunto di isolamento.

Lo scopo della protezione passiva è duplice:

- impedire l'insorgere di corrosioni elettrolitiche sulle strutture;
- renderne possibile la protezione attiva.

Le principali caratteristiche che un rivestimento deve possedere per assolvere alla sua funzione di assicurare la protezione passiva di una struttura sono le seguenti:

- elevata resistenza d'isolamento;
- minima permeabilità al vapore d'acqua ed all'ossigeno;
- elevata aderenza alla superficie metallica alla quale esso è applicato;
- assenza di discontinuità o di difetti passanti;
- elevata resistenza meccanica (agli strappi, incisioni, urti ecc.);
- elevata inerzia chimico-fisica nei confronti dell'ambiente con cui è a contatto.

6.2.4 Protezione attiva o protezione catodica

I provvedimenti di protezione passiva che, in ogni caso, riducono sensibilmente i fenomeni di corrosione non sono tali da costituire un sistema di protezione integrale poiché non possono evitare quei fenomeni di corrosione localizzati che si generano sia per avarie al rivestimento, causate durante la posa in opera delle tubazioni, sia per il naturale degradamento del rivestimento stesso, accelerato dall'aggressività dei terreni sia infine per particolari condizioni elettriche di questi ultimi. In casi particolari si è costretti quindi ad integrare il sistema di protezione passiva con provvedimenti di protezione attiva o protezione catodica che può essere del tipo ad anodi sacrificali o a correnti impresse.

Questo tipo di difesa ha lo scopo di disciplinare i flussi di corrente, in modo da rendere catodica l'intera superficie della condotta. La protezione è totale quando il potenziale in ogni punto della struttura è in ogni istante uguale o inferiore alla soglia di immunità. Tutto questo si ottiene in pratica realizzando fra condotte e terreno un circuito elettrico in grado di investire l'intera tubazione di corrente continua, vagante nel terreno ed opportunamente dispersa in questo e di fare in modo che la corrente stessa abbandoni poi la condotta in determinati punti di richiamo attraverso uno o più conduttori metallici del predetto circuito elettrico evitando così di danneggiare il tubo.

La protezione può essere ad anodi sacrificali che si basa sulla proprietà che quando due elettrodi a differente potenziale elettrochimico vengono immersi in una soluzione elettrolitica, quello più elettronegativo funge da anodo, fornendo elettroni, quindi si consuma, mentre quello a minor potenziale, l'acciaio della condotta, funge da catodo e rimane integro (Figura 133).

Come anodi sacrificali vengono impiegati pani di zinco o di magnesio che devono essere periodicamente sostituiti.

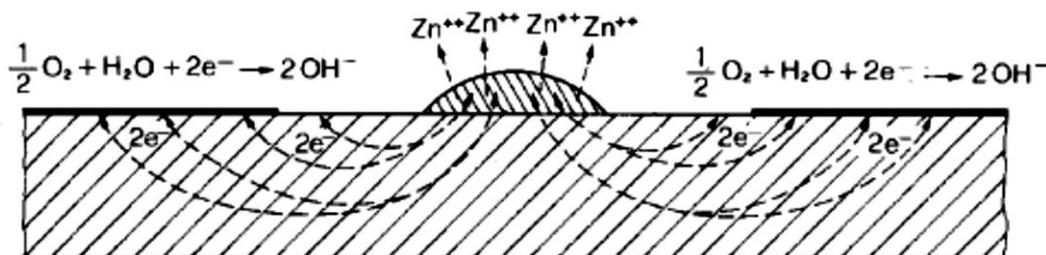


Figura 133 – Principio del funzionamento della protezione catodica ad anodi sacrificali [32]

Oppure la protezione catodica può essere a corrente impressa che consiste appunto nel fare circolare sulla superficie da proteggere una corrente che garantisca il mantenimento di una differenza di

potenziale tra condotta e ambiente circostante tale da rendere la stessa non corrodibile. Il vantaggio è che vengono eliminati elementi da consumare, con conseguenti agevolazioni manutentive.

6.3 Rottura per pressione interna (colpo d'ariete)

I transitori in una condotta, ovvero le variazioni di pressione conseguenti alle modifiche della portata, sono dette “colpo d'ariete”.

Il colpo d'ariete costituisce una sollecitazione dinamica addizionale che interessa tutto il sistema della condotta, dalla tubazione vera e propria, alle valvole, ai supporti ecc. Il fenomeno avviene nei condotti chiusi, sia in caso di chiusura del flusso sia in caso di apertura. A differenza delle forze, la pressione non essendo una grandezza vettoriale, agisce in tutte le direzioni.

Quando si effettuano manovre sugli organi di regolazione delle portate, non è possibile evitare i transitori; è necessario quindi fare le manovre in modo che i transitori che si generano non siano eccessivi. Occorre tenere conto che non sempre i danni da colpo d'ariete elevato sono immediatamente rilevabili. I danni che possono verificarsi per pressione elevata possono essere (Figura 134):

- Rottura della condotta.
- Danni alle apparecchiature.
- Danni alle pompe (negli impianti di pompaggio), alle strutture di appoggio e alle valvole.



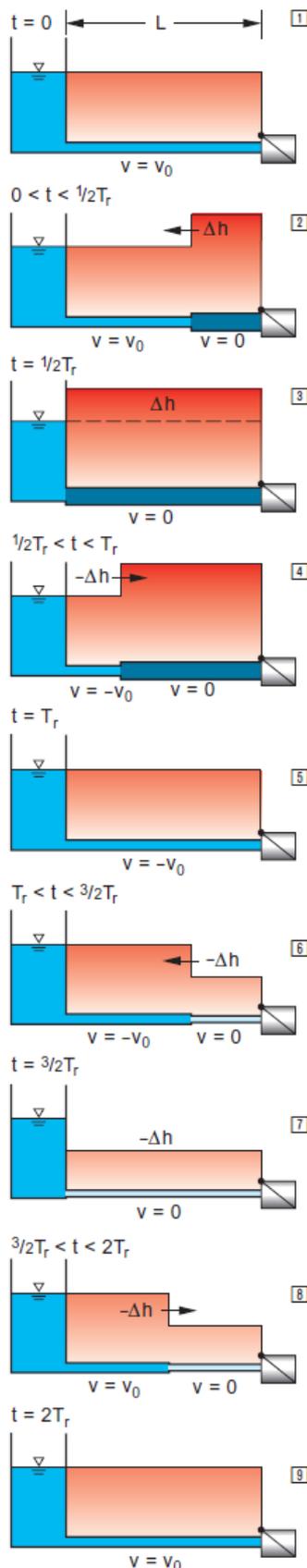
Figura 134 – Esempi di rottura [33]

I danni in caso di depressione possono essere:

- Imbozzamento della condotta.
- Rottura del rivestimento in calcestruzzo, per esempio, delle condotte in ghisa.
- Separazione della colonna d'acqua con successivo aumento di pressione quando le colonne separate di liquido si ricongiungono.

Quando si chiude rapidamente una valvola, l'inerzia della colonna d'acqua in movimento causa una sollecitazione sull'elemento di chiusura della valvola stessa. L'energia posseduta dalla massa d'acqua in movimento nella condotta è pari a $\frac{1}{2} \cdot m \cdot v^2$; la massa d'acqua in movimento, contenuta nella condotta, è molto grande, anche se le velocità non sono elevate, ne consegue un'energia cinetica altrettanto importante e di conseguenza un notevole sforzo sull'elemento di chiusura. Per valutare la celerità del fenomeno e quindi gli sforzi che si generano bisogna anche considerare l'influenza dell'elasticità dei materiali interessati: l'acqua e l'acciaio.

Se trascuriamo le perdite, il colpo d'ariete è rappresentato nelle figure sottostanti [33].



1. Al tempo $t=0$, la linea che rappresenta il carico, avendo trascurato le perdite, è orizzontale e la velocità in condotta $V=V_0$ per una portata Q_0 .
2. La chiusura rapida della valvola di fondo (*) della condotta causa un arresto pressoché istantaneo del flusso e un conseguente aumento di pressione Δh per la compressibilità dell'acqua; la tubazione è sollecitata in senso radiale e si dilata per la deformazione elastica. L'onda di pressione corre in senso opposto a quello in cui defluiva l'acqua, alla velocità con la quale si propaga il suono nel complesso condotta/fluido; la velocità nel tratto di sovrappressione è $V=0$. Il processo avviene in un tempo $0 < t < 1/2 T_r$, dove T_r è il tempo che la perturbazione impiega a compiere il tragitto di andata e ritorno sino a tornare alla valvola di fondo condotta, detto tempo di durata della fase $T_r=2L/a$ dove L è la lunghezza della tubazione [m] e a è la celerità dell'onda di pressione [m/s].

$$a=(\sqrt{\epsilon/\rho_a})/(\sqrt{1+\epsilon D/E_a s})$$

dove:

- E_a modulo elastico dell'acciaio (per tubi in acciaio)
- ρ_a densità dell'acqua
- ϵ modulo di elasticità di volume per l'acqua
- D diametro tubazione
- s spessore tubazione

Se la condotta fosse indeformabile, a raggiungerebbe la velocità del suono nell'acqua.

3. Al tempo $t=(1/2)T_r$, l'onda di pressione arriva al serbatoio. Tutta la tubazione si trova dilatata con l'acqua immobile e sovracompressa. Il volume di acqua contenuto nella tubazione è maggiore di quello che si ha in condizioni ordinarie.
4. Un'onda di pressione di intensità $-\Delta h$ si propaga a questo punto verso la valvola di fondo e la raggiunge al tempo $t=T_r$. La velocità passa a $-V_0$.
5. Tutta la tubazione è decompressa e l'acqua fluisce verso il serbatoio con velocità $-V_0$.
6. Dopo l'istante $t=T_r$ il movimento verso l'alto continua per inerzia ma, non più alimentato dall'acqua accumulata nel tubo, crea una depressione $-\Delta h$.
7. Al tempo $(3/2) T_r$, tutta la tubazione è in depressione e
8. comincerà a richiamare acqua verso la valvola di fondo con portata Q_0 e velocità V_0 da monte verso valle.
9. Al tempo $t=2T_r$, tutta la tubazione si troverà nelle condizioni iniziali; ritrovando l'organo di intercettazione chiuso, il fenomeno si ripete tale quale, avendo ipotizzato assenza di perdite.

(*) Generalmente negli impianti idroelettrici non si effettuano mai chiusure rapide perché sono installati i tegoli deviatori sulle condotte a reazione e gli scarichi sincrono sulle condotte ad azione. Le condotte più critiche sono le adduttrici con clapet di non ritorno senza smorzatore.

Nel caso, frequente negli impianti, si abbiano diametri differenti per diversi tronchi di condotta, la celerità a della condotta si può calcolare, in prima approssimazione, come la media pesata delle celerità di ogni singolo tronco (formula di De Sparre):

$$a = (l_1 + l_2 + l_3 + \dots + l_n) / (l_1/a_1 + l_2/a_2 + l_3/a_3 + \dots + l_n/a_n)$$

dove:

- $l_1, l_2, l_3, \dots, l_n$ sono le lunghezze dei singoli tronchi;
- $a_1, a_2, a_3, \dots, a_n$ sono le celerità di ogni singolo tronco.

Come sopra indicato, il tempo T_r impiegato dalla perturbazione per compiere il percorso di andata e ritorno dalla valvola di chiusura sino al bacino e nuovamente alla valvola di chiusura, è detto appunto durata della fase.

La velocità di propagazione della perturbazione, detta celerità a è data da:

$$a = \sqrt{\frac{1}{\frac{\rho}{E_F} + \frac{\rho d_i (1 - \mu^2)}{E_R s}}}$$

dove:

- a celerità dell'onda in [m/s];
- E_R modulo elastico dell'acciaio [N/m²];
- ρ densità dell'acqua [kg/m³];
- E_F modulo di elasticità dell'acqua [N/m²];
- d_i diametro tubazione [mm];
- s spessore della tubazione [mm];
- μ coefficiente di Poisson.

Per una condotta lunga L metri, il tempo impiegato dalla perturbazione a compiere il percorso di andata e ritorno T_r è:

$$T_r = \frac{2L}{a}$$

Si hanno quindi due distinte tipologie di manovre di chiusura dell'organo di intercettazione:

- Le manovre rapide, che hanno durata $T_0 \leq T_r$;
- Le manovre lente, che hanno durata $T_0 > T_r$.

Nel caso di manovre rapide, la massima sovrappressione che si verifica è data dalla formula di Joukowsky:

$$\Delta H = \frac{a}{g} \Delta V$$

dove:

- ΔH aumento del carico piezometrico in metri;
- a celerità dell'onda;
- g accelerazione di gravità;
- ΔV variazione di velocità (nel nostro caso V_0 , perché la chiusura è completa).

Per un valore di celerità di circa 900 – 1000 m/s (valore comune per le condotte in acciaio), il sovraccarico che si genera per chiusura improvvisa è dunque pari a $\Delta h \approx 100 \cdot \Delta V$.

Nel caso di chiusure rapide, la durata della manovra non ha influenza sul massimo valore di sovrappressione, bensì sul tratto di tubazione su cui tale massimo influisce. Tale tratto si estende a tutta la condotta nel caso teorico di chiusura istantanea e diminuisce linearmente col crescere del tempo di chiusura, sino a interessare la sola sezione di sbocco per una durata pari a $T_r = 2L/a$ (Figura 135).

In questo caso calcolare il tempo caratteristico della condotta, T_c , pari a:

$$T_c = \frac{LV}{gH}$$

dove H è il carico piezometrico sulla sezione di sbocco e V è la velocità media in condotta.

Per manovre veloci, per qualunque istante compreso tra T_c e T_0 la condotta, partendo dalla sezione di sbocco, è divisa in due tratti:

- primo tratto di lunghezza:

$$L_1 = L - \frac{aT_0}{2}$$

che supporta la sovrappressione di Joukowsky.

- secondo tratto di lunghezza:

$$L - L_1 = \frac{aT_0}{2}$$

nel quale la sovrappressione diminuisce fino ad annullarsi nella sezione di imbocco.

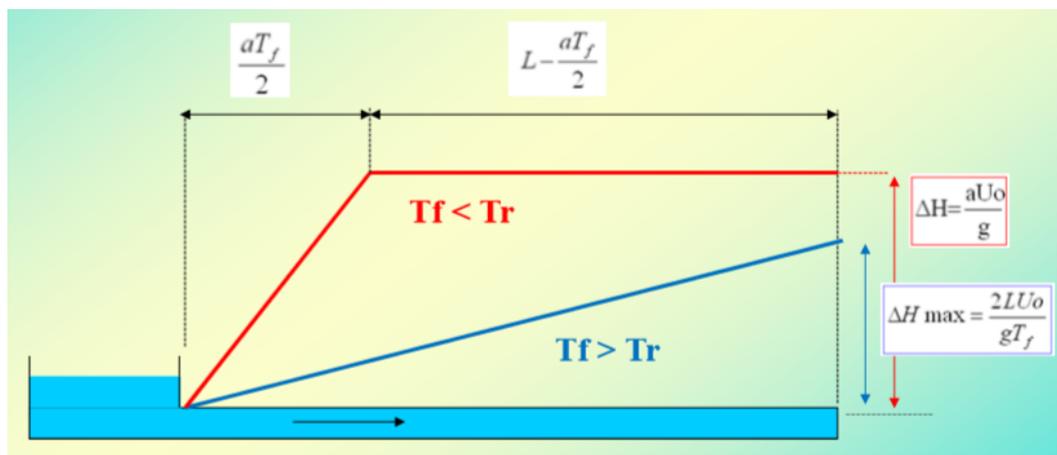


Figura 135 – Tempi di ritorno del colpo d'ariete in funzione della lunghezza della condotta ($T_f = T_0$)

Nel caso di manovre lente con chiusura totale dell'otturatore, il massimo valore della sovrappressione, in prima approssimazione, secondo Michaud, è dato da:

$$\Delta H_{max} = \frac{2LV_0}{gT_0}$$

L'andamento del valore decresce linearmente dal massimo in corrispondenza della valvola di fondo a zero in corrispondenza della superficie libera di monte.

Esistono ovviamente programmi di calcolo che calcolano le sollecitazioni con maggiore precisione di quanto indicato. Le relazioni approssimate sono state riportate per descrivere qualitativamente il fenomeno.

6.3.1 Rottura per pressione interna dovuta a un aumento improvviso della pressione

6.3.1.1 Column separation

Il colpo d'ariete con separazione della colonna d'acqua è un fenomeno che si riferisce alla rottura della continuità della colonna liquida nelle condotte piene d'acqua [34]. Questo evento può accadere, per esempio, durante un fenomeno di colpo d'ariete importante o uno svuotamento rapido, quando la pressione scende sotto il valore della pressione di vapore dell'acqua, in particolari posizioni quali fondi chiusi, punti alti o curve a gomito (zone di cambio di pendenza). Il fenomeno di *column separation* indica appunto la separazione della colonna d'acqua causata dalla formazione di bolle di vapore.

Il fenomeno può essere amplificato anche dall'aria disciolta nell'acqua - usualmente il 2% - che si libera dalla soluzione proprio a causa della diminuzione di pressione.

Una cavità o bolla di vapore, governata dall'inerzia delle parti di colonna liquida divise, comincia a crescere, formando un'area di bassa pressione, che infine comincia a diminuire in dimensione quando le due colonne di liquido cambiano direzione (Figura 136). L'urto di una colonna contro l'altra, o di una colonna liquida contro un fondello o una valvola, può causare un repentino aumento di pressione che può raggiungere valori molto elevati ben superiori a quelli del colpo d'ariete stesso [34]. L'onda di pressione si muove lungo l'intera condotta e genera un sovraccarico per il macchinario, la condotta e le strutture di supporto della stessa. Durante un evento severo di colpo d'ariete, superiore a quello ammesso per l'esercizio della condotta, che generalmente è del 15%, si potrebbero avere diverse ripetizioni di formazione e successivo collasso delle cavità di vapore.

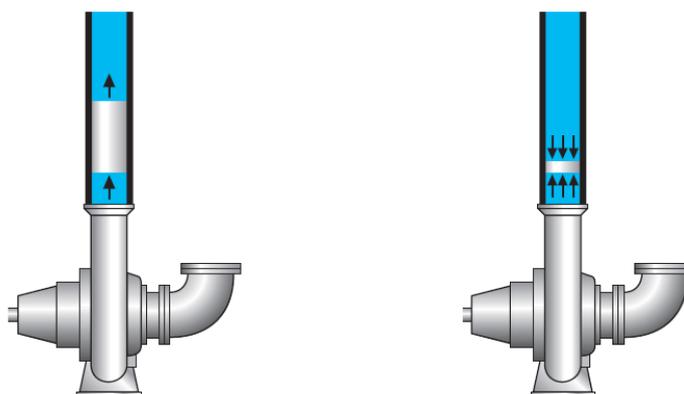


Figura 136 – Fenomeno del *column separation* [33]

Il fenomeno è stato scoperto nel tardo diciannovesimo secolo da Joukowsky grazie ad alcuni esperimenti e nel 1930 ne è stato riconosciuto il pericolo. I primi metodi numerici per la sua valutazione sono nati negli anni 1960–1970.

Il fenomeno della *column separation* è noto anche per i notevoli problemi che dà quando si verifica nei tubi diffusori delle turbine a reazione [35] e che può portare alla distruzione della macchina idraulica (Figura 137, sinistra).

Walsh e Li [36] stimarono che la massima pressione che consegue al collasso della cavità di vapore contro una valvola di monte vale:

$$\Delta H_{max} = \frac{a}{g} V_f + 2H_{RV}$$

dove:

- a è la velocità dell'onda di pressione;
- V_f è la velocità del fluido a livello della valvola appena prima del collasso della cavità;
- H_{RV} è la differenza di quota tra la pressione statica e la pressione di vapore a livello della valvola.

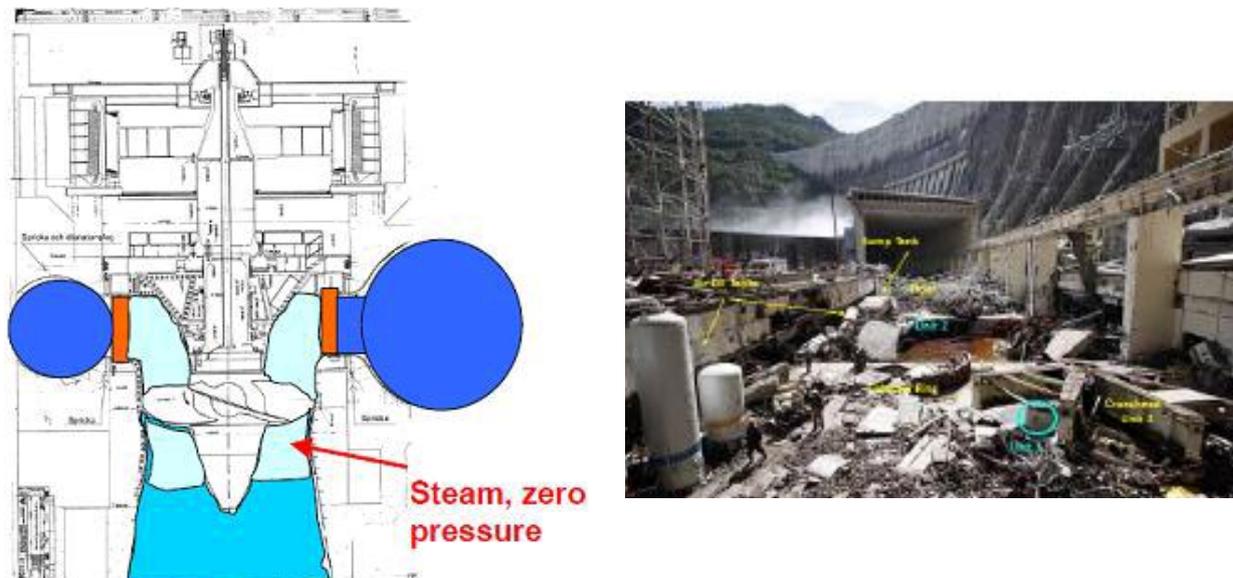


Figura 137 – Fenomeno del *column separation* in una turbina Kaplan [35] (sinistra) ed effetti del fenomeno nella centrale di Shayano Shushenskaya (destra)

Nel caso di chiusura istantanea della valvola di valle si hanno valori ΔH_{\max} maggiori di due volte la pressione fornita dalla formula di Joukowski:

$$\Delta H = \frac{a}{g} V_0$$

dove V_0 è la velocità iniziale del fluido.

La situazione può essere anche peggiore in caso di formazione di cavità intermedie; in questo caso per chiusure rapide si può arrivare a tre volte la pressione calcolata con Joukowski.

Si sono registrati diversi incidenti causati da questo fenomeno. Uno dei più noti è quello che si verificò nella centrale di Oigowa, in Giappone, che causò tre morti [34]. T.A. Hamill ha avanzato l'ipotesi che una delle principali cause del disastro della centrale russa di Sayano Shushenskaya sia da imputare al fenomeno della *column separation* (Figura 137, destra).

6.3.1.2 Vibrazioni in condotta

Le vibrazioni delle apparecchiature elettromeccaniche e degli accessori sono da sempre un problema che si può riscontrare negli impianti di produzione idroelettrica con conseguenze che possono anche essere molto serie. In generale le principali sorgenti di vibrazione sono dovute alle apparecchiature elettromeccaniche in rotazione e alle pulsazioni di tipo idraulico [37].

Esaminiamo innanzi tutto quali sono i vari modi di vibrare di una condotta che sono indicati in Figura 138 e sono funzione:

- Del diametro.
- Dello spessore.
- Della distanza tra i supporti e della loro geometria.
- Della pressione idrostatica interna.
- Della sollecitazione assiale.

Le condotte inclinate con alti salti possono avere quindi differenti valori di frequenza di vibrazione in funzione del diverso carico idrostatico.

Il modo di vibrazione circonferenziale può essere particolarmente gravoso per condotte di grande diametro e piccolo carico, quindi con rapporto D/s grande.

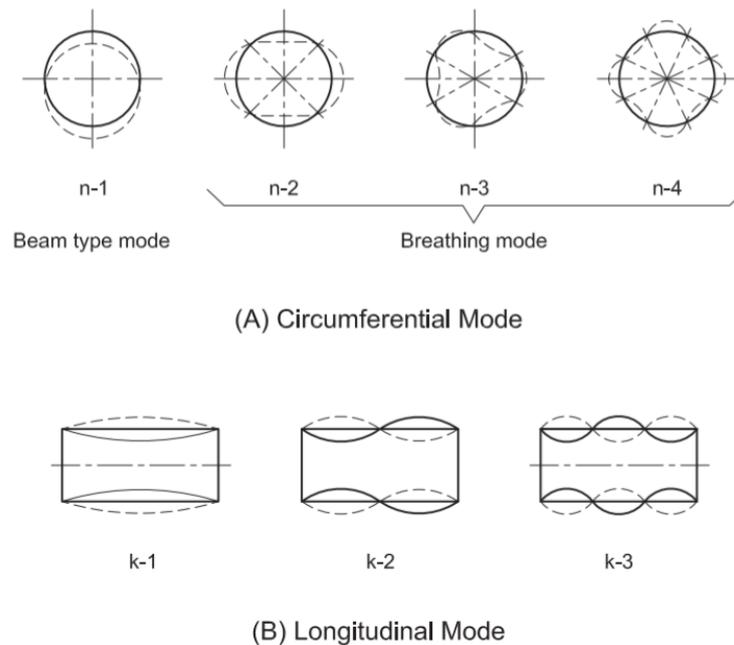


Figura 138 - Modi di vibrare di una condotta forzata in acciaio [20]

La formulazione matematica di H. Nakamura e K. Yamamoto per [38] [39] che stabilisce quale sia la frequenza propria di vibrazione di una condotta è riportata di seguito:

$$f = \frac{1}{2\pi r_m} \sqrt{\frac{E}{\rho}} \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{n^2}{n^2 + 1} \varepsilon}} \sqrt{\frac{n^2}{n^2 + 1}} \sqrt{\frac{\alpha^2}{(n^2 + \alpha^2)^2} + \beta \frac{(n^2 - 1)^2}{1 - \nu^2} + \frac{r_m p}{Et} (n^2 - 1)}$$

dove:

- f frequenza caratteristica [1/s];
- E modulo di elasticità dell'acciaio;
- ν coefficiente di Poisson dell'acciaio;
- ρ densità dell'acciaio;
- t spessore;
- r_m raggio della condotta;
- n numero dei modi della sezione circolare;
- k numero di modi in direzione assiale;
- P pressione interna;
- α , β e ε dati da:

$$\alpha = \frac{k\pi r_m}{L} \quad \beta = \frac{h^2}{12r_m^2} \quad \varepsilon = \rho \frac{r_m}{h} \frac{1}{n}$$

Si vede come sia abbastanza complessa l'individuazione della frequenza propria della condotta che consente di stabilire il possibile instaurarsi di eventuali fenomeni di risonanza quando nell'impianto insorgono fenomeni di oscillazioni con frequenze simili a quelle della condotta stessa; spesso, per maggiore precisione dei risultati, conviene affidarsi alla modellazione matematica.

In generale le principali sorgenti di vibrazione sono dovute alle apparecchiature elettromeccaniche in rotazione e alle vibrazioni di tipo idraulico. Le vibrazioni della condotta dipendono in parte dalle

caratteristiche delle macchine e accessori e in parte dalla tipologia dell'intero percorso idraulico; la struttura della condotta non è quindi il solo elemento da tenere in considerazione. In fase di progetto non è facile prevedere l'insorgere di fenomeni vibratori. Gli studi riportati in bibliografia evidenziano come sia importante considerare almeno il modo circonferenziale di vibrare con $n=2$ e quello assiale, a trave, con $k=1$. È stato anche evidenziato come sia evidente l'effetto stabilizzante degli anelli di rinforzo nel caso di vibrazione circonferenziale.

Queste ultime si possono verificare sotto forma di onde di pressione nei diffusori, per cavitazione, formazione di vortici e fenomeni di risonanza del tubo diffusore oppure nelle turbine per improvvise variazioni di carico.

6.3.1.2.1 Penstock Pressure Pulsation (PPP)

I fenomeni di *Penstock Pressure Pulsation* (PPP), noti anche come “risonanza della condotta”, sono eventi che, se incontrollati, possono dare origine a sollecitazioni elevate che possono divenire molto pericolose e potenzialmente distruttive. Di seguito sono elencate le cause principali.

Fenomeno di pulsazione dovuto alla macchina idraulica.

Nelle turbine Francis o nelle pompe turbine si determinano degli impulsi di pressione quando le pale della girante passano davanti ai canali del distributore (Figura 139).

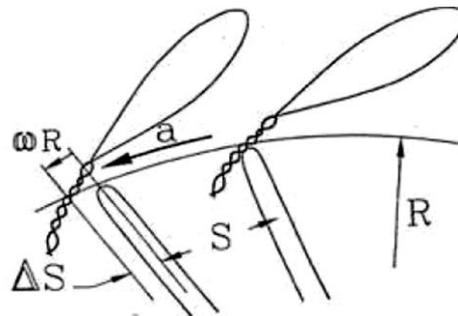


Figura 139 – Impulsi tra ruota e distributore delle turbine Francis

Il fenomeno della pulsazione si presenta solo se la sequenza dei singoli impulsi risulta coerente con la velocità di propagazione degli stessi lungo la camera a spirale. In questo caso si viene a determinare un sistema di impulsi accordati su un'unica frequenza f_p :

$$f_p = \frac{n}{60} Z_r$$

con $n/60$ = velocità di rotazione e Z_r = numero delle pale.

Se l'impulso $n+1$ parte con un ritardo Δt rispetto all'impulso n e l'onda di pressione si sposta lungo la spirale in un tempo uguale a Δt , il secondo impulso si presenta in fase col precedente, quindi con l'onda viaggiante.

Infatti un'onda di pressione con frequenza f_p , in un mezzo caratterizzato da una velocità di propagazione c delle onde stesse, ha una lunghezza d'onda pari a λ :

$$\lambda = \frac{c}{f_p} [m]$$

Se λ coincide con lo sviluppo della spirale, allora si può avere il fenomeno della risonanza. Le onde di pressione arrivano in sequenza ordinata e si propagano lungo la condotta. Se si altera uno dei parametri quali la sequenza temporale degli impulsi, il tempo di propagazione e la lunghezza dell'onda fondamentale nella spirale, gli angoli di imbocco, la forma delle pale o il traferro ruota/distributore, le condizioni di risonanza non si verificano ed i singoli impulsi si presentano in modo caotico, con l'effetto di annullarsi a vicenda.

La prima conseguenza del fenomeno sopra descritto è quella dell'instaurarsi di un regime di vibrazione delle spirali e conseguentemente dei supporti. L'interazione con la condotta può avvenire per modi di vibrare circonferenziali con $n > 2$, dato che la frequenza della forzante è molto maggiore di quella di primo modo della condotta, che diventa una sorgente sonora ben riconoscibile.

Come si evince da quanto sopraddetto, è sì necessario, in fase di progetto, utilizzare gli accorgimenti per fare sì che il primo modo di frequenza di vibrazione propria della condotta sia lontano da quello delle macchine in rotazione, ma occorre anche porre attenzione alle frequenze circonferenziali e assiali con modi superiori a 1.

Pulsazioni generate dalla valvola rotativa

I PPP sono un fenomeno noto per essere originato, in alcuni casi, dalle oscillazioni di pressione conseguenti a piccole perdite, intermittenti, che possono verificarsi dagli anelli di tenuta mobile con accostamento per differenza di pressione delle valvole rotative a fondo condotta (Figura 140). Queste onde di pressione si propagano lungo la condotta con fenomeni dissipativi minimi poiché avvengono in acqua ferma essendo l'impianto non in produzione. Se l'accostamento avviene con un servomotore, l'anello è solidale con l'otturatore, l'eventuale perdita non è intermittente, quindi non avviene questo fenomeno.

Si tratta di un'estensione del fenomeno di colpo d'ariete nel quale le onde di pressione sono generate da un agente "eccitatore" esterno che, se ha una frequenza tale da essere simile alla frequenza propria della condotta forzata, produce oscillazioni di pressione via via maggiori a causa appunto dell'instaurarsi di fenomeni di risonanza tra la fonte di eccitazione e la condotta forzata stessa. Nell'ambito delle centrali idroelettriche il fenomeno è stato spesso documentato.

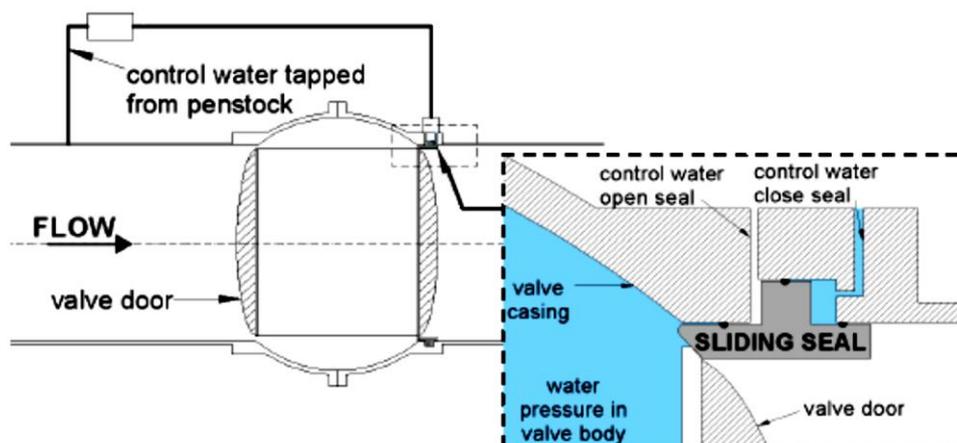


Figura 140 – Particolare degli anelli di tenuta di valvole rotative

Il diagramma in Figura 141 riporta l'andamento e la crescita esponenziale della onda di pressione registrata su un impianto durante un evento di PPP.

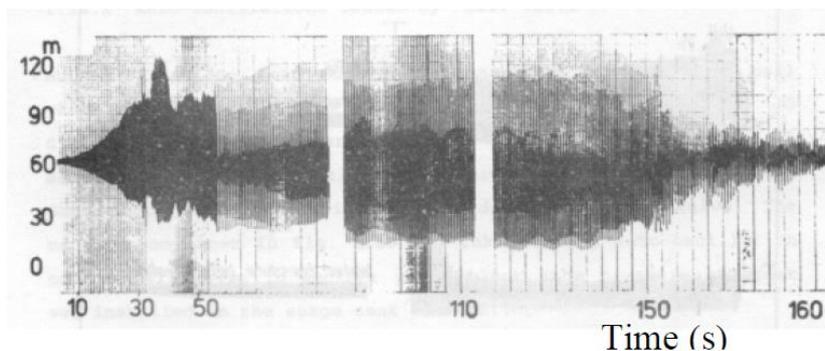


Figura 141 – Onda di pressione registrata durante un fenomeno di PPP [40]

Il fenomeno è complesso e il migliore sistema per evitare che si verifichi è quello di monitorare periodicamente le variazioni di pressione in condotta a rotative o direttrici chiuse in modo da poter intervenire con la manutenzione alle prime manifestazioni dello stesso.

L'importanza che la frequenza delle oscillazioni di pressione si mantenga lontana dalle frequenze proprie della condotta anche nelle manovre ordinarie, è reso evidente dall'evento del 7 novembre 1979 nell'impianto di Sassenage (Francia).

In questo impianto, negli anni precedenti, si erano già verificati episodi di sovrappressione durante alcune manovre di chiusura delle spine per malfunzionamenti delle stesse. Il 7 novembre, durante la messa in parallelo del gruppo, la frequenza delle oscillazioni di pressione entrò in risonanza con la frequenza propria della condotta. Le variazioni di pressione che in precedenza erano sempre state registrate in ± 8 bar, raggiunsero i 100 bar (valore supposto perché non misurabile dalla strumentazione installata) e provocarono lo scoppio della condotta stessa.

6.3.1.3 Aria in condotta

Durante lo svuotamento rapido delle condotte, causato per esempio da uno scatto intempestivo della valvola di testa, si può creare una depressione all'interno della stessa che, se la tubazione non è dimensionata per resistere a questa sollecitazione, può innescare un fenomeno di instabilità e il conseguente accartocciamento. Ne sono esempio le due fotografie riportate in Figura 142.



Figura 142 – Accartocciamento delle condotte dovute a uno svuotamento rapido

È peraltro da notare come non sia sempre economicamente conveniente dimensionare lo spessore della condotta per resistere alla massima depressione interna, o dotarla di opportuni anelli di rinforzo, specie se questa è di lunghezza ragguardevole. Può essere conveniente installare opportune valvole di rientro aria che devono poi garantire il funzionamento corretto e quindi essere mantenute costantemente (Figura 143).

Occorre tenere presente che, in caso di rilascio di aria da una valvola, si generano delle sovrappressioni a causa della grande differenza di densità tra aria ed acqua. Quando tutta l'aria viene espulsa a forte velocità l'acqua che segue viene a contatto con una superficie modesta, causando una forte sovrappressione, funzione appunto della velocità e della densità del fluido che ora è acqua e non più aria. Il riempimento deve essere effettuato con cautela secondo regole precise e presidiando la valvola.

In alternativa è possibile installare tubi aerofori (fig), la cui apertura deve essere pari a:

$$Area = \frac{Q}{400 c \sqrt{p}}$$

dove Q è la portata, c è un coefficiente pari a 0.7 e p è la massima pressione negativa ipotizzabile.

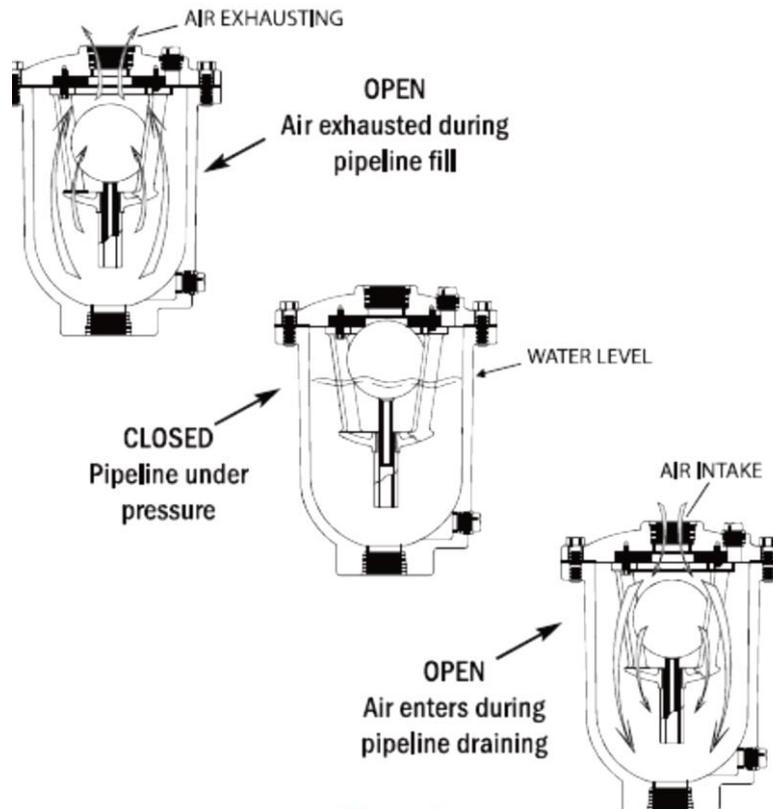


Figura 143 – Valvole per rientro e uscita dell'aria

Il problema di avere aria in condotta, miscelata all'acqua, può dare origine a vari inconvenienti di esercizio, quali per esempio, il non corretto funzionamento della strumentazione differenziale di controllo di eventuali perdite, oppure si può arrivare ad avere una forte riduzione della sezione libera in condotta, specie nei punti di cuspidi, con conseguente aumento della velocità sino alla possibile interruzione del flusso (Figura 144); anche il semplice aumento eccessivo di velocità, dovuto alla riduzione di sezione utile per il passaggio dell'acqua, è dannoso perché causa perdite di carico supplementari.

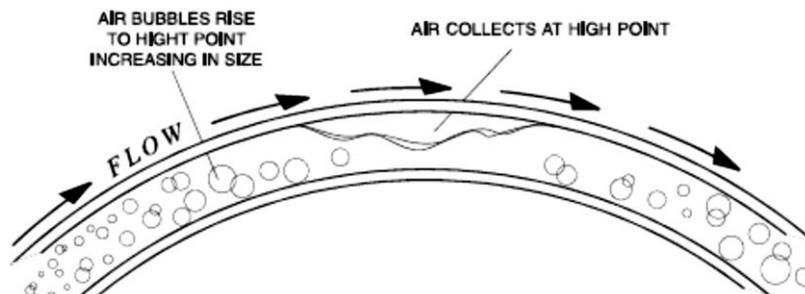


Figura 144 – Bolla d'aria in corrispondenza di un vertice

L'aria in condotta si trova per diversi motivi:

- L'aria è contenuta naturalmente nell'acqua in percentuale pari al 2% circa.
- Viene intrappolata durante il riempimento della condotta. Questo evento si verifica non frequentemente nel caso di condotte forzate di impianti idroelettrici perché generalmente queste non hanno cuspidi, salvo il caso dei sifoni per l'attraversamento di valli o corsi d'acqua.
- Viene intrappolata perché entra dall'opera di presa se il battente sulla condotta non è sufficiente per vari motivi, oppure se si creano dei gorghi per esempio per non corretto andamento dei filetti fluidi nella vasca di carico (Figura 145).



Figura 145 – Formazione di vortici nella vasca di carico

I vortici sono suddivisi in diverse classi, a seconda della loro intensità, e vanno da un semplice moto di tipo rotazionale in superficie, sino a vortici in grado di inghiottire i detriti galleggianti e, infine, a risucchiare aria in quantità (Figura 146).

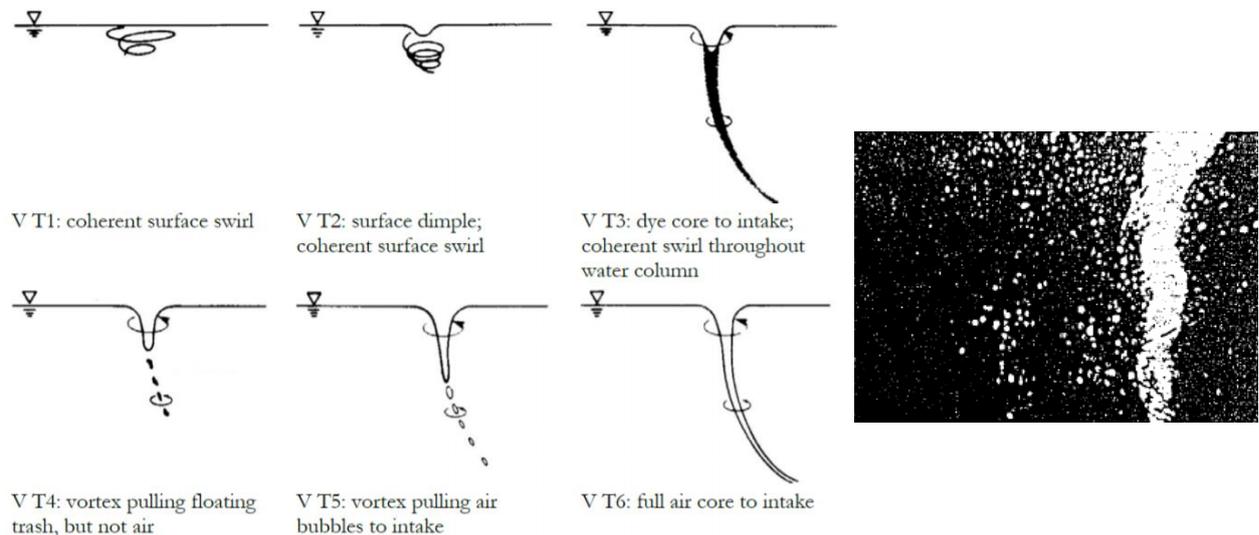
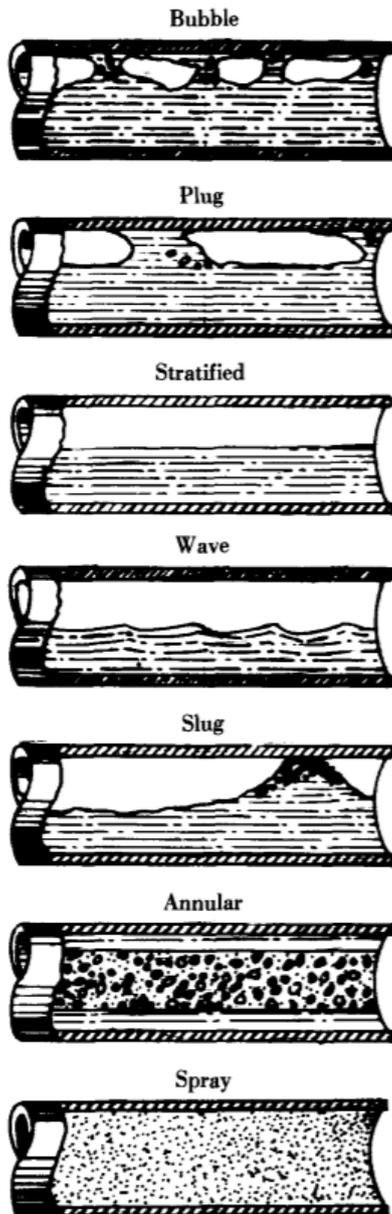


Figura 146 – Diverse tipologie di vortici (sinistra) [41] ed esempio di aria trascinata da un vortice (destra) [40]

In un condotto le bolle d'aria si comportano come indicato nella sottostante immagine, in funzione del rapporto tra quantità di aria e di acqua [42].



In quantità ridotta, l'aria forma bolle che hanno la stessa velocità dell'acqua

Aumentando la quantità di aria, le bolle si fondono, aumentando la dimensione. Aria e acqua scorrono nella parte alta del tubo.

Si arriva poi alla separazione dei flussi.

Aumentando ancora la quantità di aria, si formano ondulazioni.

Con maggiore quantità di aria, le creste delle onde toccano la parte superiore del tubo. Il moto ondoso viaggia più veloce dell'acqua.

Per valori ancora maggiori, l'acqua scorre lungo le pareti. L'aria scorre ad alta velocità nella parte centrale della condotta.

Infine l'acqua scorre dispersa nell'aria sotto forma di goccioline: aria - acqua.

Per condotte verticali, abbiamo (Figura 147):

- Flusso a bolle (*bubble flow*): l'aria è distribuita in bollicine disperse nell'acqua.
- Aumentando la quantità di aria, le bolle si muovono al centro della condotta, separate da strati di acqua (*slug flow*).
- Si arriva poi ad avere un movimento turbolento e disordinato di aria ed acqua (*froth flow*).

I flussi *annular* e *spray* sono identici a quelli per condotte orizzontali.

Nelle condotte forzate, durante l'esercizio, in genere la quantità di aria non è mai tale da generare flussi che non siano flussi a bolle.

In particolare a impianto fermo, le bolle d'aria possono quindi ingrandirsi e poi mobilizzarsi: anche in questo caso si possono generare forti sollecitazioni anomale quando l'acqua prende rapidamente il posto occupato dalla bolla d'aria.

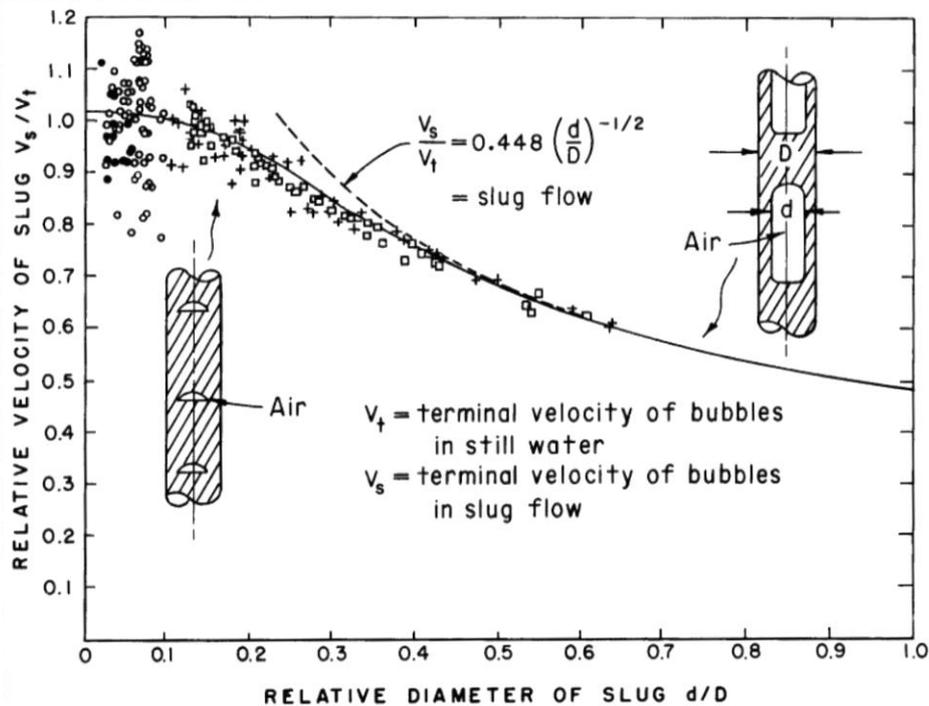


Figura 147 – Influenza del diametro della condotta sulla velocità relativa delle bolle d’aria [42]

6.4 Effetti generati dal sisma sulle condotte

6.4.1 Condotte aeree

I diversi componenti di un impianto idroelettrico, in passato, non erano dimensionati per le sollecitazioni di sovrappressione idrodinamica indotte dal sisma. Bisogna però considerare che i vari eventi sismici che si sono verificati non hanno causato danni evidenti alle condotte. D’altro canto, le sollecitazioni indotte dal sisma nelle condotte in pressione sono decisamente inferiori, per esempio, a quelle provocate dal colpo d’ariete conseguente a un improvviso distacco di carico o alla regolazione delle valvole per seguire il carico stesso; questa asserzione è valida in particolare per le condotte lunghe o per i tunnel che hanno un periodo naturale di vibrazione delle onde di pressione nell’acqua dell’ordine dei secondi. Naturalmente nelle condotte corte la frequenza propria di vibrazione delle onde di pressione è più breve e quindi più vicina alle frequenze tipiche degli scuotimenti sismici. In questo caso gli effetti del sisma possono essere più accentuati.

Gli effetti del sisma sulle condotte aeree sono:

- Onde di pressione idrodinamiche dovute agli scuotimenti sismici.
- Possibili cedimenti dei supporti, selle e blocchi, dovuti al sisma e a possibili movimenti del terreno, quali frane sempre causate dal terremoto.
- Possibili frane da crollo di massi, conseguenti al sisma.

La frequenza naturale di vibrazione di un sistema in pressione è data da:

$$f_n = \frac{\omega_n}{2\pi} = 2(n-1) \frac{c}{4L}$$

con $n = 1, 2, 3, \dots$ modi di vibrare, L lunghezza della condotta, c velocità di propagazione dell’onda di pressione in una condotta elastica.

La frequenza fondamentale, per $n = 1$, è:

$$f_1 = \frac{c}{4L}$$

La pressione massima, in funzione dei diversi modi di vibrare vale p_{max} :

$$p_{max} = 8 \frac{\rho L S_a(f_n, \xi_n)}{(2n - 1)^2 \pi^2}$$

La pressione totale in corrispondenza della valvola di chiusura vale p_{tot} :

$$p_{tot} = \sqrt{p_1^2 + p_2^2 + \dots + p_n^2}$$

dove p_1, p_2, \dots, p_n sono i valori di pressione calcolati per i diversi modi di vibrare.

Secondo Wieland [43] considerando, in modo semplificato, il fluido incompressibile e la condotta rigida, la pressione generata dallo scuotimento sismico, per $n=1$, vale:

$$p_{max} = \rho L a_0$$

dove:

- ρ densità dell'acqua;
- L lunghezza della condotta;
- a_0 massima accelerazione al suolo.

Ciò significa che idealmente tutta la massa contenuta nella condotta si comporta come un corpo rigido e la massima forza d'inerzia è pari a quella dell'intera massa d'acqua contenuta nella condotta stessa di lunghezza L , moltiplicata per l'accelerazione al suolo. A parità di accelerazione a_0 , la sollecitazione è dunque proporzionale alla lunghezza della condotta.

Il rapporto tra la massima pressione idrodinamica per fluido comprimibile e incompressibile vale K :

$$K = 8 \frac{S_a(f_n, \xi_n)}{a_0 \pi^2}$$

Se, per il calcolo della sovrappressione, si utilizzano gli spettri di risposta previsti dalla normativa riportati in Figura 148, definiti assumendo un coefficiente di smorzamento del 5%, allora il massimo valore di amplificazione dello spettro per l'accelerazione assoluta varia tra 2,5 (suolo di tipo A) e 3,5 (suolo di tipo E).

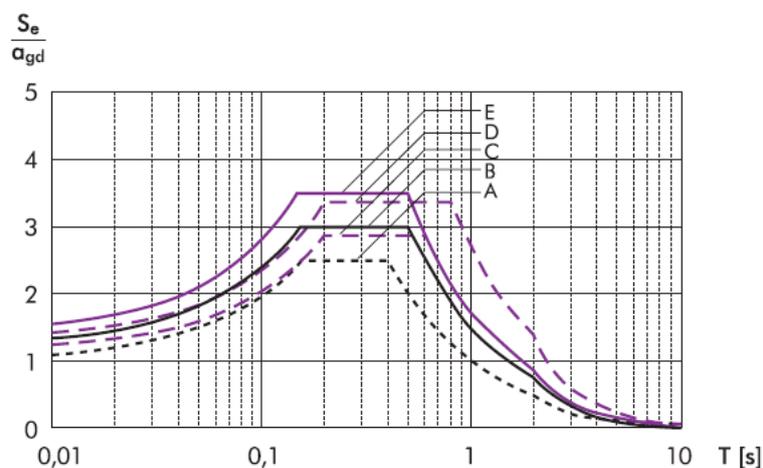


Figura 148 – Spettri di risposta per diverse categorie di sottosuolo (A = ammassi rocciosi, E = strati di terreno alluvionale, di piccola potenza, su substrato roccioso) - Coefficiente di smorzamento $\xi = 5\%$ - Periodo di ritorno 475 anni [43] [44]

Tuttavia, per le condotte si adottano coefficienti di smorzamento minori pari in genere al 2%. Secondo l'Eurocodice 8 [44], l'effetto del coefficiente di smorzamento sullo spettro di risposta elastico può essere approssimato mediante il seguente fattore di correzione:

$$\eta = \frac{1}{\sqrt{0,5 + 10\xi}}$$

Moltiplicando gli spettri riportati in Figura 148 per il fattore η , in caso di struttura non smorzata (vale a dire $\xi = 0\%$, $\eta = 1,414$) si ottiene un valore K pari a 2,9 per un sottosuolo di tipo A e a 4,0 per un suolo di tipo E. Questo indica che in una condotta la massima pressione idrodinamica di un fluido comprimibile, con smorzamento molto basso, è ben superiore a quella di un fluido incomprimibile.

A titolo d'esempio, si consideri il caso di una condotta lunga 1000 m, posta su un suolo di tipo A, nel caso di sisma con accelerazione al suolo $a_g = 0,3g \cong 3 \text{ m/s}^2$, velocità di propagazione della perturbazione di pressione lungo la condotta $c = 1100 \text{ m/s}$, smorzamento $\xi = 0$ e densità $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$. Il periodo fondamentale di vibrazione, $n = 1$, è $T_1 = 1/f_1 = 4L/c = 3,64 \text{ s}$. La pressione, con le ipotesi precedenti e ancora con riferimento agli spettri di risposta di Figura 148, vale $p_{1\max}$:

$$p_{1\max} = \frac{8 \cdot 1000 \left[\frac{kg}{m^2} \right] \cdot 1000[m] \cdot 1,414 \cdot 0,264 \cdot 3 \left[\frac{m}{s^2} \right]}{\pi^2} = 0,91[MPa] \cong 10[bar]$$

Occorre rilevare che questo valore di pressione è indipendente dal carico idrostatico e dalla pendenza della condotta. Il valore di sovrappressione così calcolato, dell'ordine di 1 MPa è percentualmente basso se paragonato alla sovrappressione ordinaria di esercizio di una condotta con qualche centinaio di metri di carico idraulico.

Naturalmente la sovrappressione generata dal sisma, essendo costante, è percentualmente più elevata nel caso di condotte con bassi carichi idrostatici.

Se consideriamo una condotta con le stesse caratteristiche della precedente, ma lunga 3000 m, il periodo fondamentale diventa $T = 10,9 \text{ s}$ e la massima sovrappressione calcolata risulta pari a 0,1 MPa $\cong 1 \text{ bar}$, praticamente ininfluenza.

Il massimo valore di pressione calcolato per il secondo modo di vibrare ($n = 2$) con $T_2 = 4L/3c = 1,212 \text{ s}$ per suolo di tipo A vale:

$$p_{2\max} = \frac{8 \cdot 1000 \left[\frac{kg}{m^2} \right] \cdot 1000[m] \cdot 1,41 \cdot 0,825 \cdot 3 \left[\frac{m}{s^2} \right]}{(2n - 1)^2 \pi^2} = 0,32[MPa]$$

Analogamente, per il terzo modo di vibrare ($n = 3$) con $T_3 = 0,727 \text{ s}$ si ha:

$$p_{3\max} = \frac{8 \cdot 1000 \left[\frac{kg}{m^2} \right] \cdot 1000[m] \cdot 1,41 \cdot 1,375 \cdot 3 \left[\frac{m}{s^2} \right]}{(2n - 1)^2 \pi^2} = 0,19[MPa]$$

Le equazioni soprastanti indicano che la pressione idrodinamica diminuisce con l'aumentare del modo n , nonostante lo spettro di risposta di calcolo di Figura 148 cresca sino a periodi di vibrazione pari a 0,4 s; questo è dovuto al fatto che l'aumento di pressione idrodinamica è inversamente proporzionale a $(2n-1)^2$. La pressione totale data dai tre modi di vibrare è:

$$p_{tot} = \sqrt{p_1^2 + p_2^2 + p_3^2} = 0,98[MPa]$$

Confrontando la p_{tot} con la p_{1max} , osserviamo che la differenza è pari a circa 8%, valore dunque modesto. In molti casi sarà quindi sufficiente considerare solo il primo modo, per avere valori sufficientemente congrui.

Consideriamo ora una condotta inghisata in roccia, con le seguenti caratteristiche: $L = 130$ m, terreno di tipo A con $a_g = 0,3g$, $c = 1300$ m/s, $\xi = 5\%$, $\rho = 1000$ kg/m³, $T_1 = 4L/c = 0,41$ s. Si ottiene:

$$p_{1max} = \frac{8 \cdot 1000 \left[\frac{kg}{m^2} \right] \cdot 1000[m] \cdot 2,5 \cdot 3 \left[\frac{m}{s^2} \right]}{\pi^2} = 0,79[MPa] \cong 7,9[bar]$$

La massima pressione idrodinamica con $\xi = 5\%$ è quindi dello stesso ordine di grandezza di quella calcolata per una condotta lunga 1000 m. Se poi consideriamo uno smorzamento nullo ($\xi = 0$), otteniamo un valore di massima pressione idrodinamica pari a 1,1 MPa, superiore a quello ottenuto per la condotta di 1000 m. La scelta della lunghezza di 130 m è riferita al fatto che per questa lunghezza si ha il massimo valore di sollecitazione idrodinamica.

Se poi si valutano le massime pressioni assumendo fluido e condotta incompressibili, allora otteniamo nel primo caso esaminato:

$$p_{max} = 1000 \left[\frac{kg}{m^2} \right] \cdot 1000[m] \cdot 3 \left[\frac{m}{s^2} \right] = 3[MPa] \cong 30[bar]$$

e nel caso della condotta inghisata:

$$p_{max} = 1000 \left[\frac{kg}{m^2} \right] \cdot 130[m] \cdot 3 \left[\frac{m}{s^2} \right] = 0,39[MPa] \cong 3,9[bar]$$

Questi valori sono in disaccordo con quelli ricavati considerando il comportamento elastico della condotta.

I valori precedentemente calcolati portano alle seguenti conclusioni.

Le pressioni idrodinamiche che si generano nelle condotte corte possono raggiungere valori abbastanza elevati durante eventi sismici severi. In questo caso si possono instaurare fenomeni di risonanza tra la frequenza dello scuotimento sismico e quella propria della condotta; l'assunzione di fluido e condotta incompressibili sottostima le reali pressioni.

Nelle condotte lunghe parecchie centinaia di metri, le frequenze proprie più basse dei sistemi in pressione sono lontane da quelle proprie dello scuotimento sismico. In questo caso i valori di sovrappressione ricavati, considerando il liquido e la condotta incompressibili, risultano troppo elevati.

Il contributo all'aumento della pressione idrodinamica per modi superiori a $n = 1$ è del tutto trascurabile.

La massima pressione idrodinamica dipende dalla forma degli spettri di risposta utilizzati. Nel caso di condotte lunghe, il periodo di vibrazione fondamentale è dell'ordine di diversi secondi, ben maggiore quindi di quello tipico delle costruzioni civili e dei ponti. Gli spettri di progetto spesso non sono adeguatamente accurati per tali periodi.

Le alte pressioni idrodinamiche agiscono per brevi periodi, quindi eventuali plasticizzazioni locali possono essere accettate a patto che sia possibile utilizzare gli organi di sicurezza.

Come detto, le condotte in generale resistono bene agli eventi sismici; in ogni caso è necessario un accurato controllo dopo un evento intenso.

6.4.2 Condotte interrato

Vediamo quali possono essere gli effetti del sisma sulle condotte interrate. Si possono avere delle sollecitazioni transitorie legate all'azione delle onde sismiche che trasmettono sollecitazioni di compressione e trazione sulla condotta per attrito (Figura 149).

Nel terreno si propagano le onde di volume di tipo P (Primarie): sono le più veloci e si propagano come le onde sonore nell'aria. Queste onde sono dette "longitudinali" perché fanno oscillare le particelle di terreno parallelamente alla direzione di propagazione, comprimendole e dilatandole continuamente (Figura 150, sinistra). Le onde di volume di tipo S (Secondarie) viaggiano più lentamente rispetto a

quelle primarie. Al loro passaggio l'oscillazione delle particelle di terreno avviene trasversalmente rispetto alla direzione di propagazione (Figura 150, destra). A differenza delle onde P, le onde S non causano variazioni di volume al loro passaggio e non si propagano nei fluidi.

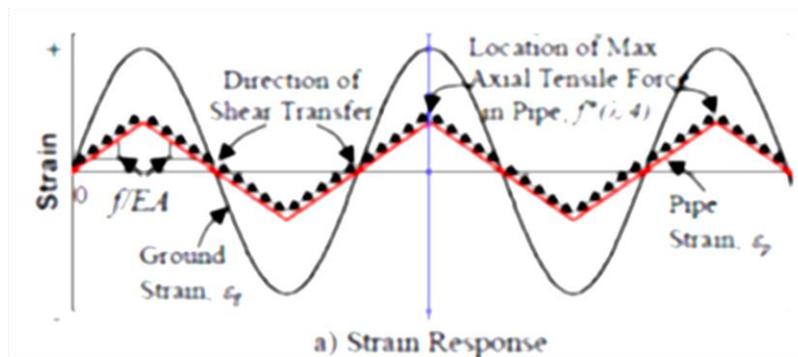


Figura 149 – Andamento delle sollecitazioni lungo la condotta

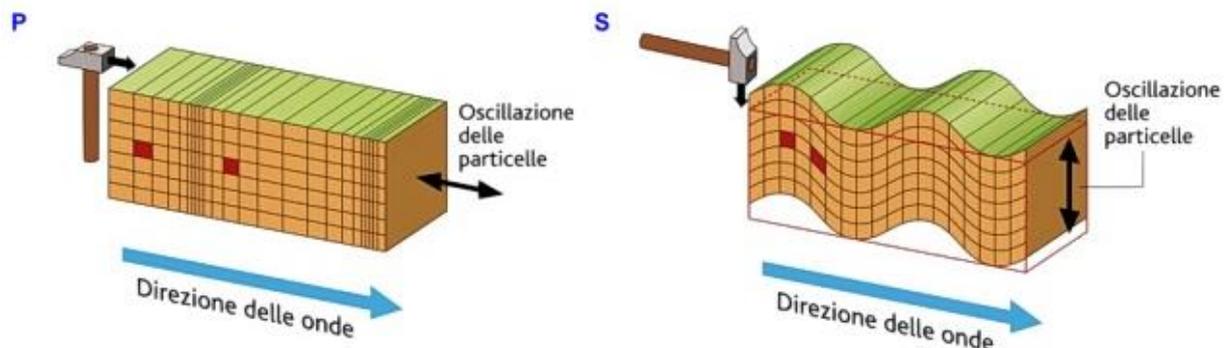


Figura 150 – Onde di volume di tipo P (sinistra) ed S (destra) (rif. Gruppo Mineralogico Paleontologico Euganeo)

Per definire l'azione sismica generata dalle onde di volume sulle condotte interrate, si può fare riferimento:

- All'Eurocodice 8, dove nell'Appendice B si indica come definire l'azione sismica su tubazioni interrate [44].
- All'Eurocodice 3, specifico per le condotte [45].

In particolare, l'Eurocodice 8 riporta che “Argomenti di tipo teorico e numerose simulazioni numeriche indicano che le forze di inerzia che nascono dall'interazione tra il tubo ed il terreno sono molto più piccole delle forze indotte dalla deformazione del terreno: questo fatto permette di ridurre l'interazione terreno-tubatura ad un problema statico, per esempio, con la tubatura deformata dal passaggio di un'onda di spostamento, senza considerare gli effetti dinamici”.

Una stima del limite superiore delle deformazioni nel terreno, assumendo il moto di propagazione delle onde sismiche P diretto lungo l'asse longitudinale della condotta, è data dal metodo di Newmark [46]:

$$\varepsilon_{max} = \frac{PGV}{c} \quad 1$$

dove PGV è il picco della velocità nel terreno e c la velocità dell'onda apparente, che in accordo con [19] si può assumere pari a 2 km/s.

Sempre in [19], si assume che le deformazioni del terreno siano generate dalle onde longitudinali, o primarie (onde P), poiché in tal modo si ottengono valori conservativi rispetto a quelli determinati con le onde trasversali, o secondarie (onde S). L'equazione delle onde P è la seguente:

$$\frac{\partial^2 \bar{\varepsilon}}{\partial t^2} = \frac{\lambda + 2G}{\rho_{\text{terreno}}} \nabla^2 \bar{\varepsilon} \quad 2$$

dove λ e G (modulo di taglio) sono le costanti di Lamé e ρ_{terreno} la densità del mezzo attraversato dalle onde. Il coefficiente che moltiplica l'operatore di Laplace nell'equazione d'onda rappresenta il quadrato della velocità di propagazione dell'onda medesima nel mezzo attraversato, ossia:

$$v_p^2 = \frac{\lambda + 2G}{\rho_{\text{terreno}}} \quad 3$$

dove:

$$\lambda = \frac{v E_{\text{terreno}}}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad 4$$

essendo E_{terreno} il modulo elastico e ν il coefficiente di Poisson del terreno.

Da queste relazioni si ricava che lo sforzo agente sulla sezione trasversale della condotta è pari al minimo tra i seguenti valori [47]:

$$\sigma_1 = E \varepsilon_{\text{max}} \quad 5$$

$$\sigma_2 = \frac{T_u \lambda}{4 A_{\text{sez}}} \quad 6$$

dove λ è la lunghezza d'onda, T_u è la forza d'attrito limite per unità di lunghezza della condotta agente in direzione longitudinale [19]:

$$T_u = \frac{\pi}{2} D_{\text{ext}} \left(C + \frac{D_{\text{ext}}}{2} \right) \bar{\gamma} (1 + K_0) \tan \phi \quad 7$$

dove D_{ext} è il diametro esterno della condotta, C la distanza tra l'estremo superiore della condotta e il piano di copertura, $\bar{\gamma}$ il peso specifico del terreno, K_0 il coefficiente di spinta a riposo e ϕ l'angolo di attrito.

Per valutare gli effetti indotti dalle onde S, occorre calcolare la massima curvatura del terreno che è data da:

$$k_g = \frac{PGA}{c^2} \quad 8$$

dove PGA è la massima accelerazione nel terreno perpendicolare alla direzione di propagazione dell'onda e c la velocità dell'onda apparente. Mettendo a confronto le deformazioni dovute alle onde P ed S, le *Guidelines for the Design of Buried Pipes* [19] indicano che le sollecitazioni derivanti da onde di tipo S possono essere considerate trascurabili per le condotte di dimensioni usuali rispetto a quelle indotte dalle onde P.

In caso di sismi, in una condotta le sollecitazioni possono essere generate da fenomeni di liquefazione dei terreni, da movimenti differenziali lungo il tracciato della condotta e da fenomeni di *creep* conseguenti a frane (Figura 151).

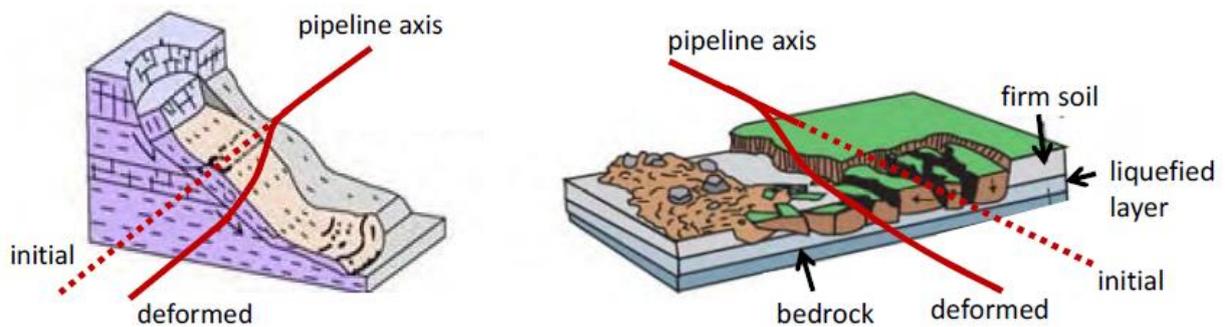


Figura 151 – Sollecitazioni causate da frane e fenomeni di liquefazione [47]

Inoltre, in caso di sismi si possono generare danni nelle condotte a causa delle deformazioni permanenti del terreno dovute a movimenti di faglia che attraversano il tracciato della tubazione (Figura 152). Le deformazioni del terreno permanenti sono applicate sulla tubazione in modo quasi-statico e non sono necessariamente associate a un'elevata intensità sismica [47].

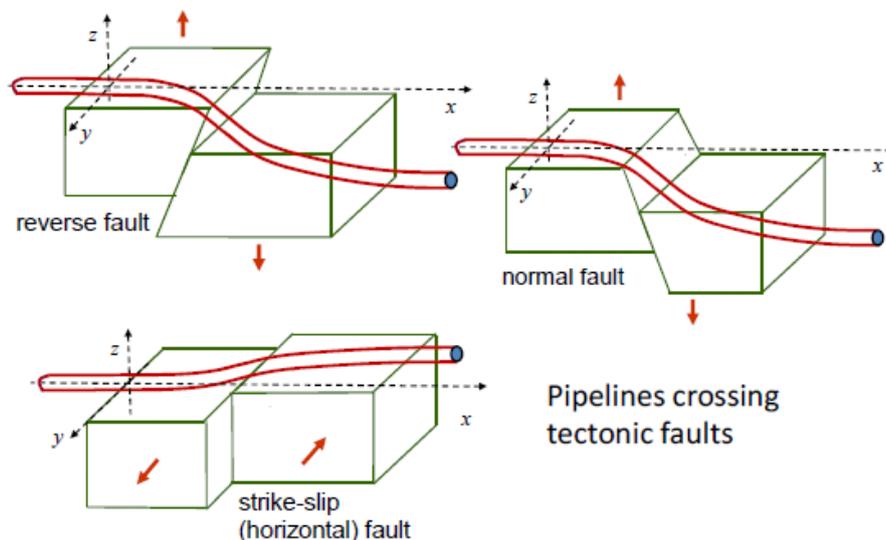


Figura 152 – Sollecitazioni causate dalla dislocazione di faglie attraversate dalla condotta [47]

6.5 Effetti generati dai movimenti di versante

Per valutare come i fenomeni franosi possano agire sulle condotte forzate, occorre un'analisi preventiva delle diverse tipologie di frana. I fenomeni di tipo gravitativo, le cosiddette frane attive, gli scorrimenti, ribaltamenti e colate coinvolgono raramente le condotte per il semplice motivo che al tempo della loro costruzione è stata valutata la stabilità dei versanti. Diverso può essere il caso di frane di crollo in roccia in zone limitrofe alla condotta: i blocchi che rotolano lungo i pendii possono impattare direttamente sulla tubazione.

I movimenti gravitativi che possono interessare le condotte sono le Deformazioni Gravitative Profonde di Versante (DGPV). Le DGPV possono essere descritte come uno scivolamento di massa indotto dalla gravità caratterizzato da uno sviluppo lento, continuo e talora progressivo della deformazione dell'ammasso roccioso [48]. Le DGPV si sono sviluppate in seguito allo scioglimento dei ghiacciai nelle valli, dopo la grande glaciazione del Pleistocene avvenuta circa 10.000 anni fa, che ha fatto mancare il supporto dato dalla spinta laterale del ghiaccio, causando il movimento delle sponde non sufficientemente stabili. L'entità degli spostamenti è piccola rispetto alle dimensioni del fenomeno, potendo questo raggiungere un'estensione areale pluri-chilometrica e profondità di varie centinaia di

metri (Figura 153). Il fenomeno avviene per spostamenti differenziali lenti che si sviluppano su una serie di piani o per deformazione dell'ammasso lungo fasce di debolezza ma in linea generale una delle caratteristiche delle DGPV è la mancanza di una superficie di scivolamento alla base.

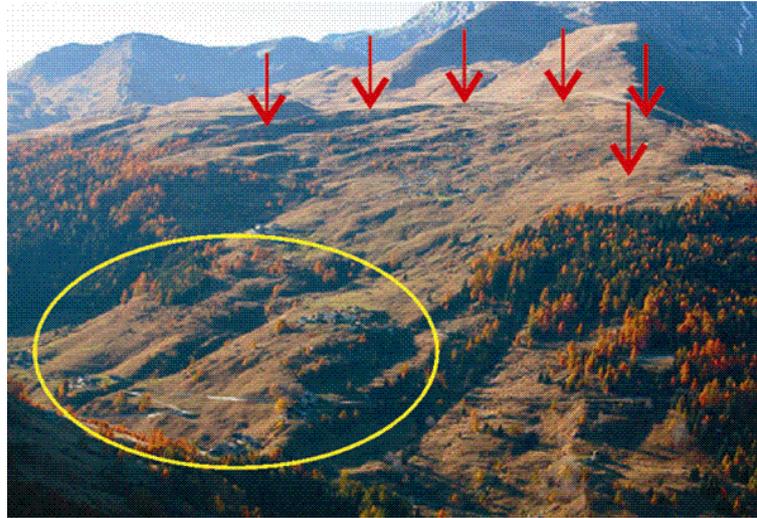


Figura 153 – Esempio di DGPV (rif. forum Natura Mediterraneo)

Una simile tipologia di movimenti lenti che, tra l'altro è studiata solo in tempi recenti, non era stata individuata ancora nei primi decenni del secolo scorso; è quindi possibile che alcune condotte siano state costruite su DGPV. In questo caso si può tenere sotto controllo il fenomeno installando un sistema di monitoraggio di versante e strumentando localmente la condotta con estensimetri (§4.13.2) che, in base alla deformazione registrata, consentono di risalire alla variazione della sollecitazione nel metallo, consentendone il controllo e indicando la necessità di eventuali interventi, qualora si riscontrino aumenti anomali di sforzo.

6.6 Case histories

6.6.1 La condotta forzata di Perrères

6.6.1.1 Caratteristiche dell'impianto

L'impianto idroelettrico di Perrères si trova in Valle d'Aosta nel comune di Valtournenche sull'asta del torrente Marmore, affluente di sinistra della Dora Baltea. I cantieri sono iniziati nel 1939 e l'impianto è entrato in servizio nel 1943. È costituito da una diga a gravità massiccia in calcestruzzo a una quota di 2529 m s.l.m. che forma un serbatoio con capacità utile pari a 11.159.00 m³; l'opera di derivazione comprende un tratto di condotta forzata sub-orizzontale in galleria e un tratto di condotta forzata all'aperto a forte pendenza per un salto utile lordo pari a 681,35 m con una portata massima derivabile pari a 3,3 m³/s; la centrale ubicata in località Perrères a una quota di 1844 m s.l.m. presenta 2 gruppi con potenza efficiente pari a 18 MW.

6.6.1.2 Contesto geologico e geomorfologico

L'opera di derivazione attraversa per gran parte del suo sviluppo una Deformazione Gravitativa Profonda di Versante (DGPV di Cervinia) di estensione pari a circa 9 km². La DGPV è caratterizzata dalle consuete evidenze geomorfologiche quali trenches, sdoppiamenti di cresta, ripetute inversioni di pendenza e piani di taglio. Come di norma accade, al movimento principale della DGPV - che nel caso specifico si sviluppa verso Nord-Ovest - si associano movimenti gravitativi del substrato meno profondi e più localizzati in forma di "frane complesse". In particolare si osserva, nel settore SW dell'area di studio, lungo l'attuale tracciato della condotta forzata a forte pendenza, una paleofrana di crollo evoluta

in scivolamento che presenta una nicchia di distacco nella parte sommitale e una zona di accumulo nella parte bassa (Figura 154). Il suo movimento si sviluppa verso Sud-Ovest.



Figura 154 – Estensione della DGPV di Cervinia e sua interazione con le opere di derivazione (linea gialla). Nel settore SW è indicata la frana “complessa” che interagisce con la parte terminale del tratto a forte pendenza della condotta forzata

6.6.1.3 Effetti sulle opere di derivazione

Il tratto di condotta sub-orizzontale in galleria presenta problematiche in corrispondenza del settore NE della DGPV. Si riconoscono due zone distinte alle progressive 1+590÷1+750 e 1+110÷1+185 dove la galleria interseca, rispettivamente, la superficie di movimento basale della DGPV nel suo movimento verso NO e la superficie di scivolamento di un movimento secondario verso N individuato e caratterizzato da indagini geofisiche eseguite nel 2014. Il fenomeno che ne consegue è generalmente un cedimento del piedritto di monte che, venendo a contatto con le selle di appoggio, genera una rotazione delle selle e una spinta della condotta verso l’alto; ne consegue un disallineamento e una deformazione della tubazione (Figura 155).

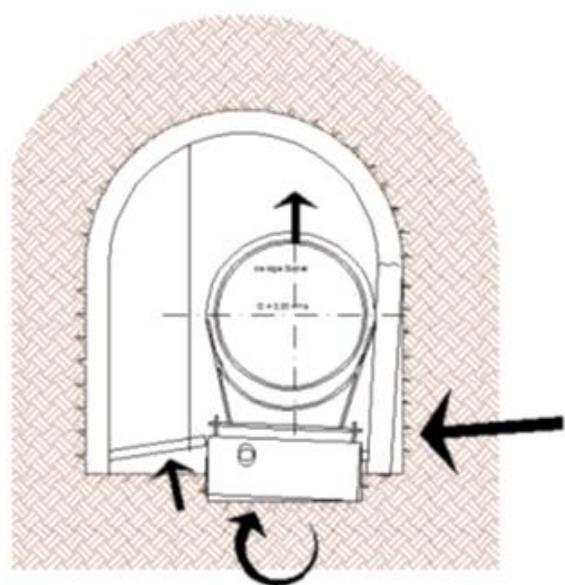


Figura 155 – Fenomeno che interessa localmente la condotta lungo il tratto sub-orizzontale a seguito dell’interazione tra la galleria e le superfici di scivolamento

6.6.1.4 Interventi sulla condotta e sistema di monitoraggio

Tra il 2004 e il 2006 nei tratti 1+590÷1+650 e 1+730÷1+790 è stata ampliata la sezione della galleria con utilizzo di centine, rete elettrosaldata, spritz-beton e iniezioni cementizie di consolidamento. Nel 2017 è iniziato un ulteriore intervento nel tratto 1+110÷1+185 che prevede allargamento della sezione, creazione di nuovi giunti trasversali della galleria e sostituzione delle selle in calcestruzzo con nuove sellette di appoggio metalliche regolabili. Il termine dei lavori è previsto nel corso del 2019; il monitoraggio successivo del comportamento della galleria prevede misure di convergenza e misure topografiche per il controllo della deformazione del rivestimento e la misura dell'apertura dei giunti a bicchiere e misure topografiche per il controllo degli spostamenti della condotta.

Nel settore SW della DGPV si riscontrano invece le problematiche che interessano il tratto di condotta a forte pendenza. In corrispondenza del vertice piano altimetrico della condotta si registra localmente un movimento differenziale con la DGPV che si muove in direzione NO e la frana “complessa” in direzione SO. Già nel 1965 erano stati misurati forti spostamenti in corrispondenza del suddetto vertice che avevano portato, nel corso del 1974, a un importante intervento di demolizione di 6 blocchi di ancoraggio svincolando circa 500 m di condotta. Tra il 1989 e il 1991 il vertice a valle della zona svincolata era stato fortemente consolidato nel tentativo di ancorarlo alla roccia in posto a valle della DGPV; tale intervento non era stato però sufficiente a garantire la stabilità del blocco. Nel 2006 si è quindi deciso di demolire anche il suddetto blocco allungando ulteriormente la zona svincolata.

Si è quindi proceduto a un approfondimento dello studio del comportamento della condotta a seguito della nuova configurazione. È stata effettuata un'analisi dello stato tensionale della condotta attraverso una modellazione numerica con elementi di tipo pipe unita all'esecuzione di prove in foro con la misura delle tensioni residue con il metodo estensimetrico del foro secondo ASTM E837-2008; si sono quindi individuate le zone teoricamente sottoposte a un maggior stato di sollecitazione. Tra il 2014 e il 2015 si è quindi proceduto a una serie di lavori finalizzati al rinforzo della condotta nei tratti più critici, consistiti nella sostituzione di alcuni vecchi appoggi con nuovi pieducci di inerzia opportuna, nella chiusura della corniera a culla esistente e nel rinforzo del vertice piano-altimetrico con una serie di anelli saldati alla tubazione (Figura 156, sinistra); parallelamente è stato predisposto un monitoraggio automatico delle deformazioni della condotta attraverso l'installazione di estensimetri a corda vibrante del tipo *spot-weldable* in 20 punti significativi emersi dallo studio dello stato tensionale (Figura 156, destra).



Figura 156 – Immagini dei lavori di rinforzo localizzati sulla condotta (sinistra) e dell'installazione degli estensimetri a corda vibrante per il monitoraggio deformativo della condotta eseguiti nel 2015 (destra)

L'esito del monitoraggio in questi anni ha fornito alcuni interessanti spunti che possono essere sintetizzati in:

- Assenza di *trend* significativi nelle variazioni di stato tensionale della condotta (le escursioni massime registrate risultano minori di 30 MPa).
- Una sostanziale coerenza tra le escursioni termiche della condotta e la variazione dello stato tensionale.
- Il comportamento elastico dell'acciaio registrato in occasione degli svuotamenti della condotta (la tensione circonferenziale ritorna a valori identici a quelli precedenti allo svuotamento).

Si è quindi proceduto anche a un approfondimento della conoscenza del fenomeno geologico che caratterizza il versante relativo alla condotta nel tratto a forte pendenza sia attraverso indagini geognostiche (di tipo diretto e indiretto) sia attraverso un monitoraggio e un'analisi delle dinamiche di versante.

Le indagini geognostiche di tipo diretto sono consistite nell'esecuzione di n. 4 sondaggi geognostici eseguiti nel 2017 nella zona a cavallo del confine tra i movimenti della DGPV e quelli della frana "complessa". Si sono raggiunte profondità comprese tra 37 e 45 m da p.c. ed hanno permesso di effettuare nel dettaglio una caratterizzazione geologica e geotecnica locale del versante. È stata poi eseguita un'indagine geofisica ad alta risoluzione che ha permesso di dettagliare l'interpretazione geologica su una porzione di versante di lunghezza maggiore di 1500 m attraverso l'individuazione di contatti litologici, superfici di discontinuità e settori a elevata fratturazione; in particolare è stata condotta una sismica ibrida (tomografia a rifrazione profonda e sismica a riflessione di dettaglio) e una geoelettrica localizzata nella zona più critica a valle del vertice piano altimetrico.

L'analisi delle dinamiche di versante è condotta sulla base dei dati ottenuti dal monitoraggio dei movimenti superficiali e profondi e della falda piezometrica. I 4 fori eseguiti nel 2017 sono stati attrezzati a inclinometro per il controllo del movimento profondo del versante; in particolare 2 tubi sono monitorati con misure manuali e 2 tubi con sistemi di misura automatici rispettivamente di tipo SIA-CNR e di tipo DMS®. Il sistema DMS® e un ulteriore tubo permettono inoltre il controllo automatico delle escursioni della falda piezometrica. Infine 6 punti (3 nella zona di frana e 3 punti di controllo esterni al movimento) sono stati strumentati con stazioni GNSS permanenti per il controllo dei movimenti superficiali. L'esito del monitoraggio ha permesso di effettuare le seguenti considerazioni preliminari:

- Sono state individuate con precisione le posizioni profonde delle superfici di scivolamento sia della DGPV sia della frana "complessa".
- Si è riscontrata una correlazione tra il movimento basale della frana "complessa" e l'aumento del livello di falda in corrispondenza della fusone nivale.
- Nel periodo analizzato non si sono riscontrate accelerazioni significative del versante sia nei movimenti superficiali sia in quelli profondi.

Queste considerazioni riguardano poco più di un anno di monitoraggio e saranno oggetto di continua verifica nel tempo.

Sono previste ulteriori attività che permetteranno di completare il monitoraggio del versante. Il controllo dei movimenti superficiali tramite stazioni GNSS permanenti sarà implementato con 10 nuove antenne a singola frequenza e si procederà anche ad una periodica analisi dei dati satellitari provenienti dalle costellazioni Sentinel e COSMO SkyMed.

Le attività descritte saranno inoltre input essenziali per le future attività di approfondimento del comportamento della condotta attraverso l'implementazione sia di un modello dettagliato 3D a elementi finiti della condotta stessa sia di un modello geotecnico di dettaglio del versante e in particolare della frana "complessa".

7 BIBLIOGRAFIA

- [1] U. Bellometti, Condotte forzate idroelettriche metalliche, in calcestruzzo armato e precompresso: Tubazioni per acquedotti, gasdotti, oleodotti, trasporto idraulico del carbone, Hoepli, 1955.
- [2] H. Cerjak, N. Enzinger, M. Pudar, «Development, Experiences and Qualification of Steel Grades for Hydro Power Conduits,» *Steel construction*, vol. 6, n. 4, pp. 265-270, 2013.
- [3] ANIDEL, «Direttive per la progettazione ed il collaudo delle condotte forzate in acciaio per impianti idroelettrici,» 1961.
- [4] Decreto Ministero dei Lavori Pubblici, «Norme tecniche relative alle tubazioni,» G.U. n.61 del 14 marzo 1986, 12 dicembre 1985.
- [5] UNI EN 10224, «Tubi e raccordi di acciaio non legato per il trasporto di liquidi acquosi inclusa l'acqua per il consumo umano,» 2002.
- [6] UNI EN 10025, «Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali,» 2005.
- [7] UNI EN 10216-1, «Tubi senza saldatura di acciaio per impieghi a pressione,» 2017.
- [8] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, «Norme tecniche per le costruzioni,» Gazzetta Ufficiale n. 42, Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.
- [9] M. Leopardi, «Costruzioni idrauliche e idrologia - Parte nona - Tubazioni,» Università dell'Acquila.
- [10] ENEL, «Addendum sismico alla MID 12,» Rif. PIDRO15010, 2012.
- [11] American Society of Civil Engineers, Guidelines for Evaluating Aging Penstocks, New York, 1995.
- [12] R. Guercio, «Tubazioni in c.a. ordinario e precompresso per condotte in pressione - Manuale di progettazione e utilizzo,» ASSOBTETON, Associazione Nazionale Industrie Manufatti Cementizi.
- [13] American Water Works Association (AWWA), «Prestressed Concrete Pressure Pipe, Steel-Cylinder Type,» 2015.
- [14] C. Masullo, «Tubazioni in ghisa sferoidale,» in *Corso di gestione dei servizi idrici - Associazione Idrotecnica Italiana*, 2013.
- [15] Iniziative Industriali, «Manuale tubi in PRFV,» 2000.
- [16] F. Arredi, Costruzioni idrauliche, UTET, 1988.
- [17] UNI EN 13286-2, «Miscele non legate e legate con leganti idraulici - Parte 2: Metodi di prova per la determinazione della massa volumica e del contenuto di acqua di riferimento di laboratorio - Costipamento Proctor,» 2005.
- [18] American Water Works Association (AWWA), «Manual 11: Steel pipe - A guide for design and installation,» Fourth Edition, 2004.
- [19] FEMA-ASCE, «Guidelines for the Design of Buried Steel Pipe,» American Lifelines Alliance, 2001.
- [20] American Society of Civil Engineers, Steel Penstock - Second Edition, John H. Bambei Jr., P.E., 2012.
- [21] Swanson, H.S. et al., «Design of Wye Branches for Steel Pipe,» *Journal of American Water Works Association*, vol. 46, n. 6, pp. 581-630, 2014.
- [22] L. Levin, Formulaire des conduits forcés oléoducs et conduits d'aération, Paris: Ed. Dunod, 1968.
- [23] M. Lanzani, «Metodi di prove non distruttive per i controlli di condotte metalliche in pressione,» AIPnD.
- [24] ITCOLD, «Opere Idrauliche associate alle dighe,» 2012.
- [25] Provincia Autonoma di Bolzano – Alto Adige, «Deliberazione della Giunta Provinciale N.440 del,» 26.04.2016.
- [26] UNI 11230:2007, «Vocabolario per la gestione del rischio,» 2007.
- [27] M. Fontana e N. Green, Corrosion Engineering, New York: McGraw-Hill, 1967.
- [28] B. Bazzoni, Dispense del corso “Corrosione e protezione dei materiali metallici”, 2005.

- [29] Teknos Oy, Handbook for Corrosion, Protection, Painting of Steel Structures, 2013.
- [30] UNI EN ISO 12944-5, «Pitture e vernici - Protezione dalla corrosione di strutture di acciaio mediante verniciatura - Parte 5: Sistemi di verniciatura protettiva,» 2008.
- [31] UNI EN ISO 8504-2, «Preparazione dei supporti di acciaio prima dell'applicazione di pitture e prodotti simili - Metodi di preparazione delle superfici - Pulizia per sabbiatura,» 2001.
- [32] F. Quaranta, «La protezione catodica dello scafo, del propulsore e del timone,» 2004.
- [33] KSB Know-How, Water hammer - Volume 1.
- [34] A. Bergant, A. Simpson e A. Tijsseling, «Water hammer with column separation: A historical review,» *Journal of fluids and structures*, vol. 22, pp. 135-171, 2006.
- [35] N. Hillgren, Analysis of hydraulic pressure transients in the waterways of hydropower stations, UPTEC ES11007, 2011.
- [36] W. Li e J. Walsh, «Pressure generated by cavitation in a pipe,» *ASCE Journal of the Engineering Mechanics Division*, vol. 90, n. 6, pp. 113-133, 1964.
- [37] R. K. Mohanta, T. R. Chelliah, S. Allamsetty, A. Akula e R. Ghosh, «Sources of vibration and their treatment in hydro power stations-A review,» *Engineering Science and Technology, an International Journal*, n. 20, pp. 637-648, 2017.
- [38] K. Yamamoto e H. Nakamura, «Experimental and numerical studies on steel penstock vibrations caused by pressure pulsations,» *JSCE*, vol. 22, n. 2, pp. 95-106, 2005.
- [39] H. Nakamura e K. Yamamoto, «A vibration finding survey of existing steel penstocks and natural frequency calculation formulae,» *Structural engineering/Earthquake engineering*, vol. 20, n. 2, pp. 163-178, 2003.
- [40] B. Karney, A. Gajic, S. Pejovic, «Case studies – Our experience in hydraulic transients and vibrations,» in *Proceeding of the International Conference on CSH03*, Belgrade, 2003.
- [41] G. Hecker, «Fundamentals of vortex intake,» in *Swirling flow problems at intakes*, Rotterdam, BALKEMA, 1987, pp. 13-38.
- [42] H. T. Falvey, Air-Water Flow in Hydraulic Structures, Water and Power Resources Service , 1980.
- [43] M. Wieland, «Hydrodynamic pressures,» *International Water Power & Dam Construction*, pp. 18-24, 2005.
- [44] UNI ENV 1998-4, «Eurocodice 8 - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 4: Silos, serbatoi e tubazioni,» 2000.
- [45] EN 1993-4-3, «Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 4-3: Pipelines,» 2007.
- [46] N. Newmark, «Problems In Wave Propagation In Soil And Rock,» in *Proc. Intl. Symp. on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials*, Univ. of New Mexico, Albuquerque, New Mexico, 1967.
- [47] S. Karamanos, B. Keil e R. Card, «Seismic design of buried steel water pipelines,» in *ASCE 2014 - Pipelines 2014: From Underground to the Forefront of Innovation and Sustainability*, 2014.
- [48] G. M. Sorriso-Valvo, «Considerazioni sul limite tra deformazione gravitativa profonda di versante e frana,» *Memorie della Società Geologica Italiana*, vol. 50, pp. 179-185, 1995.
- [49] Decreto Ministeriale, «Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni,» G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008 - S. O. n. 30 , 14 gennaio 2008.
- [50] ISPRA, «Dissesto idrogeologico in Italia: pericolosità e indicatori di rischio,» Rapporti 233/2015, ISBN 978-88-448-0751-1, 2015.

ALLEGATO 1

Sismi

Gli eventi sismici sono trattati in modo probabilistico per tenere conto delle incertezze che influenzano i parametri necessari per calcolare l'intensità delle accelerazioni al suolo che possono interessare un determinato sito.

La legislazione antisismica italiana prescrive norme tecniche in base alle quali una struttura deve sopportare senza gravi danni i terremoti meno forti e senza crollare sotto l'effetto dei terremoti più forti, salvaguardando prima di tutto le vite umane. Secondo quanto riportato nell'OPCM 3519/2006, si distinguono quattro zone sismiche. A ciascuna zona è attribuito un valore di **pericolosità sismica** di riferimento, espressa in termini di accelerazione massima su suolo rigido con probabilità di superamento del 10% in 50 anni:

- Zona 1 (i terremoti sono fortissimi): $a_g > 0,25$;
- Zona 2 (i terremoti sono forti): $0,15 < a_g < 0,25$;
- Zona 3 (i terremoti sono forti ma rari): $0,05 < a_g < 0,15$;
- Zona 4 (i terremoti sono rari): $a_g \leq 0,05$.

Alcune Regioni hanno classificato il proprio territorio secondo queste quattro zone. Altre Regioni invece hanno suddiviso diversamente il proprio territorio, adottando solo tre zone oppure introducendo, in alcuni casi, delle sottozone per cogliere meglio le caratteristiche di sismicità del sito.

Dal 1 luglio 2009 con l'entrata in vigore delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008 [49], per ogni costruzione si deve fare riferimento a una accelerazione di riferimento "propria" del sito che è definita sulla base delle coordinate geografiche dell'area ove sorge l'opera, indipendentemente dai confini amministrativi comunali, e in funzione della vita nominale della struttura (Figura 157).

Il Centro di Pericolosità Sismica (CPS) dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) sta realizzando nell'ambito di una convezione del 2015 con il Dipartimento della Protezione Civile un nuovo modello di pericolosità sismica del territorio nazionale.

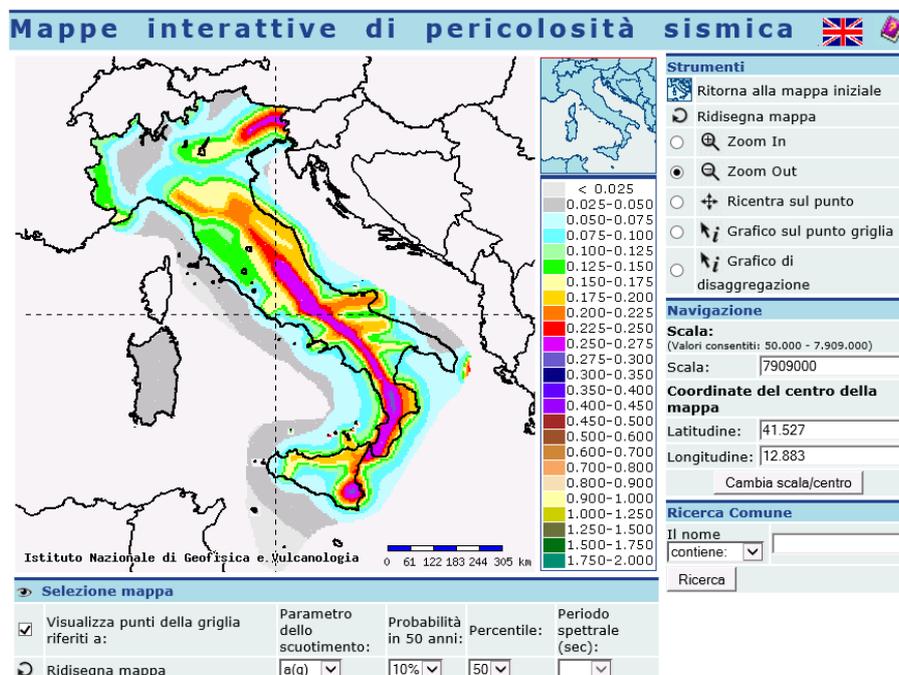


Figura 157 - Mappa dinamica di pericolosità sismica di riferimento (MPS04) per il territorio nazionale (OPCM 3519/2006)

Frane/alluvioni

Per avere un quadro complessivo e aggiornato sulla pericolosità del territorio nazionale, nel 2015 ISPRA [50] ha realizzato a livello istituzionale le mosaicature:

- delle aree a pericolosità da frana, definite nei Piani di Assetto Idrogeologico (PAI) redatti dalle Autorità di Bacino, Regioni e Province Autonome ai sensi della L. 183/89, del D.L.180/98, dalle successive modifiche ed integrazioni (Atto di indirizzo e coordinamento 29/09/98, L. 267/98, L. 226/99 e L. 365/00) e del D.Lgs. 152/06;
- delle aree a pericolosità idraulica, definite nei Piani di Gestione del Rischio Alluvioni redatti dalle Autorità di Bacino, Regioni e Province Autonome sul proprio territorio di competenza ai sensi del D.Lgs. 49/2010 (recepimento della Direttiva Alluvioni 2007/60/CE).

Le aree a pericolosità da frana dei PAI includono, oltre alle frane già verificatesi, anche le zone di possibile evoluzione dei fenomeni e le zone potenzialmente suscettibili a nuovi fenomeni franosi.

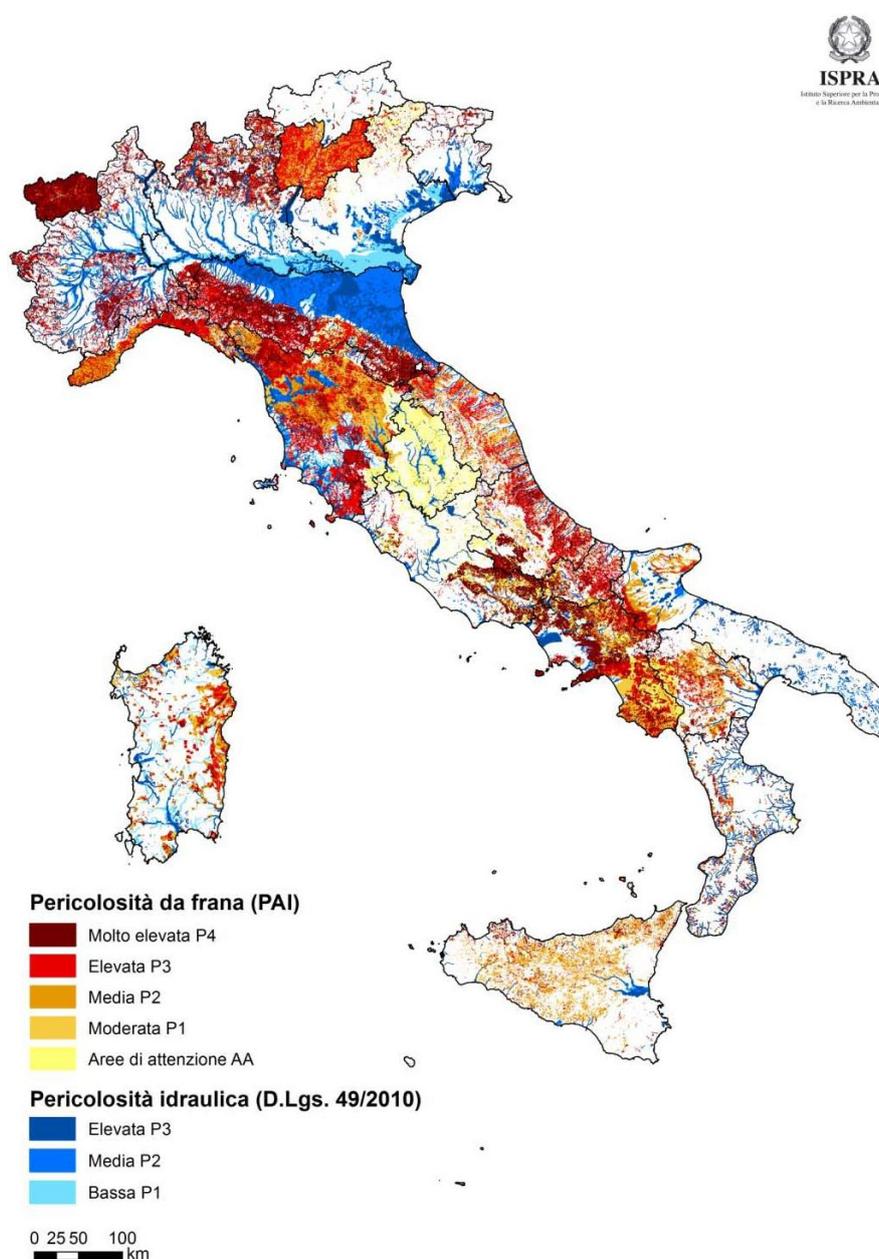


Figura 158 - Aree a pericolosità da frana (PAI) e idraulica (D.Lgs. 49/2010) - fonte ISPRA 2015 [50]

In Figura 158 sono rappresentate sul territorio nazionale le mappe che contraddistinguono le aree con **pericolosità da frana**:

- molto elevata P4;
- elevata P3;
- media P2;
- moderata P1;
- attenzione AA;

e le mappe che contraddistinguono le aree con **pericolosità idraulica**:

- elevata P3;
- media P2;
- bassa P1.

Tali mappe sono disponibili sul Geoportale ISPRA² e sulla piattaforma cartografica Italia Sicura³.

² <http://www.geoviewer.isprambiente.it>

³ <http://mappa.italiasicura.gov.it>

ALLEGATO 2

Metodologia	Riferimenti normativi	Vantaggi	Limiti	Esempi di impiego	Campi di applicazione
ANAMNESI STORICA		Consente di avere un preciso quadro storico dell'impianto e degli interventi/eventi che possano aver modificato lo stato iniziale	Il limite è solo nella difficoltà di reperimento e nella mancanza di tale documentazione	Tutte le parti componenti	Tutte le tipologie di condotte
ESAMI VISIVI (*)	<ul style="list-style-type: none"> - UNI EN 13018:2016 - UNI ISO 3057:2016 - UNI ISO 3058:2016 - UNI EN 13927:2016 - UNI EN 1330-10:2004 	Economico e speditivo	<p>Consente unicamente di verificare lo stato superficiale dell'elemento e la rilevazione di difettosità macroscopiche</p> <p>Per le condotte interrato o annegate in calcestruzzo è possibile solo internamente</p>	<p>Qualunque tipo di materiale</p> <p>Trattamenti protettivi anticorrosione</p> <p>Finiture superficiali</p>	Tutte le tipologie di condotte
CONTROLLI DIMENSIONALI	Disegni costruttivi e elaborati progettuali	Economico Facilmente ripetibile	<p>Consente di identificare e misurare eventuali non conformità rispetto al progetto senza individuarne le cause</p> <p>Per le condotte interrato o annegate in calcestruzzo è limitato solo all'interno (ove possibile)</p>	Condotte ed accessori (organi di intercettazione, giunti di dilatazione, elementi di appoggio, ecc..)	Tutte le tipologie di condotte

Metodologia	Riferimenti normativi	Vantaggi	Limiti	Esempi di impiego	Campi di applicazione
ESAMI CON LIQUIDI PENETRANTI	<ul style="list-style-type: none"> - UNI EN ISO 20339:2017 - UNI EN ISO 3452-1:2013 - UNI EN ISO 3059:2013 - UNI EN ISO 12706:2010 - UNI EN ISO 3452-5 e 6:2009 - UNI EN ISO 3452-4:2000 	<p>Poco costoso</p> <p>Portatile e facile da applicare</p> <p>Rileva anche indicazioni non visibili ad occhio nudo</p>	<p>Richiedono una buona preparazione delle superfici</p> <p>I difetti devono essere aperti in superficie</p> <p>Non è applicabile su materiali molto porosi o ad elevata rugosità</p> <p>Preparazione delle superfici abbastanza laboriosa</p>	<p>Saldature</p> <p>Elementi di organi di intercettazione</p> <p>Chiodature</p> <p>Verifica dei difetti affioranti rilevati dall'esame visivo</p>	<p>Quasi tutti i tipi di condotte</p> <p>Non è applicabile su condotte in calcestruzzo</p>
CONTROLLI MAGNETOSCOPICI (*)	<ul style="list-style-type: none"> - UNI EN ISO 12707:2016 - UNI EN ISO 3059:2013 - UNI 11250-1-2-3:2007 	<p>Costo medio-basso</p> <p>Si possono rilevare difetti superficiali e fino a circa 2 mm di profondità</p>	<p>Può essere impiegato solo su materiali ferro-magnetici</p> <p>Può richiedere smagnetizzazione (solo su lavorazione successiva con utensili)</p>	<p>Saldature</p> <p>Giunti e chiodature</p> <p>Elementi di organi di intercettazione</p> <p>Verifica dei difetti affioranti rilevati dall'esame visivo</p>	<p>Solo per le condotte realizzate con materiale ferro-magnetico</p> <p>Per le condotte in c.a. può essere impiegato per rilevare le armature</p>
ESAMI AD ULTRASUONI (*)	<ul style="list-style-type: none"> - UNI EN ISO 18563-1-3:2016 - UNI EN ISO 17405:2014 - UNI EN ISO 16810:2014 - UNI EN ISO 16826:2014 - UNI EN ISO 12668-1-2:2010 - UNI EN ISO 16946:2017 	<p>Può sondare elementi di elevato spessore</p> <p>Eccellente per l'individuazione di cricche ed in generale di difetti interni al materiale</p>	<p>Richiede una buona preparazione delle superfici</p> <p>Richiede l'uso di un mezzo accoppiante</p> <p>Le superfici devono avere una rugosità contenuta</p>	<p>Può essere impiegato per rilevare difetti in quasi tutti i tipi di materiali</p> <p>Esame delle saldature</p> <p>Esame della corrosione interna dei tubi</p> <p>Verifica degli spessori</p>	<p>Tutte le tipologie di condotte</p>
ALTRE PROVE NON DISTRUTTIVE IN SITO		<p>Non richiedono il prelievo di campioni</p> <p>Hanno carattere non</p>	<p>Hanno un margine di attendibilità leggermente inferiore</p>	<p>Tutte le parti componenti</p>	<p>Tutte le tipologie di condotte</p>

Metodologia	Riferimenti normativi	Vantaggi	Limiti	Esempi di impiego	Campi di applicazione
		distruttivo	rispetto alle prove eseguite in laboratorio Possono essere economicamente onerose		
ESAME RADIOGRAFICO (tradizionale e/o digitale) (*)	- UNI EN ISO 10675-1 - UNI EN ISO 10893-6 - UNI EN 12517-1	Può essere applicato su qualunque materiale Fornisce una pellicola su cui l'esame è registrato in modo permanente	Severe misure precauzionali a causa delle radiazioni Non facilmente trasportabile e applicabile Cricche orientate con il fascio possono sfuggire al controllo	Saldature Giunti Chiodature Lamiere / virole	Tutte le tipologie di condotte escluse quelle in calcestruzzo
PROVE MECCANICHE SU CAMPIONI PRELEVATI	Norme previste sui materiali metallici (trazione - resilienze - durezza - macro ecc.)	Precisione dei risultati	Necessitano del prelievo di un campione Sono prove generalmente distruttive	Tutti i tipi di materiali, compresi elementi accessori e giunzioni saldate	Tutte le tipologie di condotte

(*) Personale certificato ISO9712