

19
25.

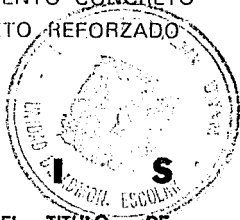


UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

ENEP ACATLAN

INGENIERIA CIVIL

EVALUACION DE DOS ALTERNATIVAS PARA EL
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN SILO DE
ALMACENAMIENTO DE CEMENTO CONCRETO
PRESFORZADO Y CONCRETO REFORZADO

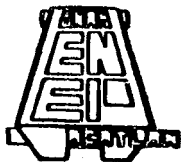


T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A I
MIGUEL MENDIETA LARINO

ASESOR: ING. JUAN JOSE CAMARENA H.

MEXICO, D. F.

1993



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México

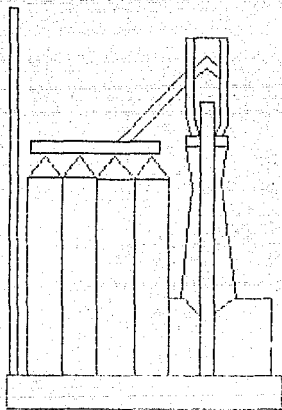


UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



INDICE

I N D I C E

INTRODUCCION.

CAPITULO 1 GENERALIDADES.

1.1	Bosquejo histórico.....	16
1.2	Antecedentes del estudio.....	17
1.3	Definición del problema.....	18
1.4	Cemento.....	19
1.4.1	Fabricación del cemento.....	20
1.4.2	Propiedades físicas del cemento.....	24
1.4.2.1	Densidad absoluta.....	24
1.4.2.2	Peso específico.....	24
1.4.2.3	Granulometría.....	26
1.4.2.4	Angulo de fricción interna.....	26
1.4.2.5	Angulo de fricción con la superficie de contacto.....	26
1.5	Silos.....	27
1.5.1	Sistemas de llenado.....	28
1.5.1.1	Sistema de llenado mecánico.....	28
1.5.1.2	Sistema de llenado neumático.....	29
1.5.2	Sistemas de extracción.....	30
1.5.2.1	Vaciado mediante fluidificación neumática.....	30
1.5.2.2	Vaciado mediante roscas extractoras.....	34
1.5.2.3	Vaciado mediante fondos vibrantes.....	35
1.5.2.4	Vaciado por gravedad.....	35
1.6	El cemento dentro del silo.....	36
1.6.1	Condiciones del material.....	36
1.6.2	Condiciones de operación.....	37
1.6.3	Flujos de vaciado.....	38
1.6.3.1	Flujo de masa.....	39
1.6.3.2	Flujo de embudo.....	40
1.6.3.3	Flujo de conducto.....	41

CAPITULO 2 SILO DE CONCRETO POSTENSADO.

2.1	Generalidades.....	45
2.2	Presiones del material almacenado.....	47
2.2.1	Método de cálculo.....	47
2.2.2	Hipótesis.....	47
2.2.3	Plano medio de llenado.....	48
2.2.4	Cálculo de presiones.....	49
2.2.4.1	A profundidad finita.....	49
2.2.4.2	A profundidad infinita.....	49
2.2.5	Influencias incrementadoras de carga.....	50
2.2.6	Influencias reductoras de carga.....	51
2.2.7	Gráfica de presiones.....	52
2.3	Sistema de postensado.....	53
2.3.1	Características del sistema.....	53
2.3.2	Colocación de armaduras de postensión.....	57
2.3.3	Pérdidas del prestuerzo.....	58
2.3.4	Fuerza promedio mínima de prestuerzo (Envolvente).....	60
2.4	Cálculo del espesor del muro.....	61

2.5	Efectos de la temperatura.....	62
2.6	Presión residual.....	63
2.7	Dimensionamiento del sistema de postensado.....	64
2.8	Efectos del sismo.....	65
2.8.1	Cálculo del período de vibración.....	65
2.8.2	Nivel de la base.....	65
2.8.3	Clasificación de la estructura.....	66
2.8.4	Espectro de diseño.....	66
2.8.5	Método de cálculo.....	67
2.8.6	Cargas.....	67
2.8.7	Centroides.....	67
2.8.8	Cálculo de sollicitaciones.....	68
2.8.9	Diagramas de las fuerza internas.....	69
2.9	Efectos del viento.....	70
2.9.1	Problema de resonancia.....	70
2.9.2	Presión del viento.....	70
2.9.3	Cálculo de sollicitaciones.....	73
2.9.3.1	Sollicitaciones globales.....	73
2.9.3.2	Diagramas de sollicitaciones globales.....	74
2.9.3.3	Sollicitaciones locales.....	75
2.9.3.4	Diagramas.....	75
2.10	Resumen de sollicitaciones.....	76
2.10.1	Efectos globales.....	76
2.10.2	Efectos locales.....	76
2.11	Verificación de esfuerzos.....	77
2.11.1	Estudio de los efectos del peso propio y material almacenado.....	77
2.11.2	Estudio de los efectos del peso propio, material almacenado, sismo y viento..	78
2.11.2.1	Sentido vertical.....	79
2.11.2.2	Sentido transversal.....	80
2.11.3	Estudio de los efectos del peso propio, material almacenado, sismo, viento y temperatura.....	82
2.11.3.1	Sentido vertical.....	82
2.12	Efectos del presforzado por postensión.....	84
2.13	Puntos de presforzado.....	88
2.14	Requisitos de construcción.....	89
2.14.1	Calidad del concreto.....	90
2.14.2	Detalles y colocación del refuerzo no presforzado.....	90
2.14.3	Muestreo y prueba del concreto.....	91
2.14.4	Cimbra.....	91
2.14.5	Colado del concreto.....	92
2.14.6	Curado.....	92
2.14.7	Sistema de postensado.....	93
2.14.8	Protección de los tendones.....	94
2.14.9	Juntas de construcción.....	95
2.14.10	Descibrado.....	95
2.14.11	Tolerancias.....	96

CAPITULO 3 SILO DE CONCRETO REFORZADO.

3.1	Generalidades.....	99
3.2	Cálculo del espesor del muro.....	99
3.2.1	En función de los materiales utilizados.....	99
3.2.2	En función del diámetro del silo a construir.....	100
3.2.3	En función de la altura del silo a construir.....	100

3.3	Solicitaciones de diseño.....	101
3.3.1	Efectos globales.....	101
3.3.2	Efectos locales.....	101
3.4	Verificación de esfuerzos.....	102
3.4.1	Estudio de los efectos del peso propio y del material almacenado.....	102
3.4.2	Estudio de los efectos del peso propio, material almacenado, sismo y viento..	102
3.4.2.1	Sentido vertical.....	102
3.4.2.2	Sentido transversal.....	104
3.4.3	Estudio de los efectos del peso propio, material almacenado, sismo, viento y temperatura.....	106
3.4.3.1	Sentido vertical.....	106
3.4.3.2	Sentido transversal.....	109
3.5	Acero de refuerzo.....	111
3.5.1	Por efectos de la presión del material almacenado.....	111
3.5.2	Colocación del refuerzo.....	112
3.5.2.1	Refuerzo horizontal.....	112
3.5.2.2	Refuerzo vertical.....	113
3.5.3	Consideraciones especiales.....	113
3.6	Requisitos de construcción.....	116
3.6.1	Calidad del concreto.....	116
3.6.2	Muestreo y pruebas del concreto.....	116
3.6.3	Detalles y colocación del acero de refuerzo.....	116
3.6.4	Cimbra.....	117
3.6.5	Vaciado del concreto.....	117
3.6.6	Curado y protección del concreto.....	118
3.6.7	Tolerancias.....	118

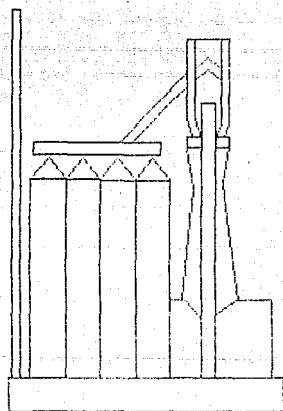
CAPITULO 4 ANALISIS ECONOMICO.

4.1	Introducción.....	122
4.2	Cimbra deslizante.....	122
4.2.1	Construcción y operación de la cimbra.....	123
4.2.2	Colocación del acero de refuerzo.....	125
4.2.3	Colocación del concreto.....	125
4.2.4	Costo de los gatos y yugos.....	125
4.2.5	Costo de construcción de una estructura con cimbra deslizante.....	125
4.3	Estimación del costo del costo de construcción del silo de concreto postensado.....	126
4.3.1	Resumen de costos.....	130
4.4	Estimación del costo de construcción del silo de concreto armado.....	131
4.4.1	Resumen de costos.....	133
4.5	Análisis Comparativo.....	134

CONCLUSIONES.

ANEXO I	DETERMINATION NUMERIQUE DES SOLLICITATIONS EXERCÉES PAR LA MATIERE EN SILEE DANS LES SILOS. A. Lombroso.
ANEXO II	EFFORTS S'EXERCANT DANS LES SILOS (norme allemande DIN 1053)
ANEXO III	TABLAS PARA EL DISEÑO POR VIENTO SEGUN REF. 13
ANEXO IV	ESTUDE DES CHEMINÉES EN BETON ARME. H. Diver.
ANEXO V	OBTENCION EL PRECIO UNITARIO DEL SERVICIO DEL PRESFORZADO.

REFERENCIAS.



INTRODUCCION

I N T R O D U C C I O N .

El almacenamiento y mezclado de harina de crudo y cemento puede realizarse en la actualidad de forma rentable únicamente en silos de grandes dimensiones. El desarrollo dirigido hacia parques de almacenamiento de gran volumen va acompañado de una serie de sistemas técnicos de proceso, cuya finalidad consiste en un mezclado del material, con el fin de obtener una mejor calidad y alcanzar unas elevadas y uniformes capacidades de descarga.

Para el ingeniero civil se plantea por tanto la cuestión dirigida hacia un cálculo y dimensionamiento económico y qué clase de procedimientos constructivos hay disponibles para su ejecución.

A este respecto el ingeniero se enfrenta básicamente a los siguientes problemas:

- Comportamiento de los materiales ensilados.
- Procedimientos de cálculo.
- Silos metálicos.
- Silos de concreto armado convencionales.
- Silos de concreto postensado.

Existen numerosas teorías acerca de los empujes que los materiales ensilados someten a los silos, teorías en fase de experimentación y que manejan un gran número de factores de difícil cuantificación, tales como forma de los fondos, sistemas de llenado y vaciado, características del material ensilado en función del tiempo y de la presión a que está sometido, etc., por lo que es frecuente tener que renunciar a un conocimiento preciso del comportamiento del cemento en los silos.

Las primeras teorías datan del siglo XIX y consideran que los parámetros que influyen en el reparto de presiones son exclusivamente, el ángulo de rozamiento interno del material, el ángulo de rozamiento entre material y paredes del silo y el peso específico del material.

Experiencias recientes de ingenieros y diseñadores han demostrado que durante el proceso de vaciado del silo, éste se ve sometido a incrementos de presiones no explicables por la teoría en uso, lo que a conducido a las diferentes normas de cálculo a establecer un camino para evaluar dichas sobrepresiones.

Actualmente se dispone de numerosas normas de cálculo cuyos resultados no son realmente concordantes, por lo que es de suma importancia la selección de la norma o procedimiento de cálculo.

Debe recordarse que una norma no es un conjunto de parámetros y recomendaciones, sino un sistema compacto que hay que seguir en su totalidad.

Una vez conocidas las propiedades físicas del producto a almacenar, hay que determinar que tipo de silo se ha de construir. El decir silo metálico o silo de concreto reforzado o postensado, depende del costo de la instalación y es función del precio en el mercado de las materias primas integrantes.

El planteamiento precedente resume las cuestiones que serán analizadas en el presente trabajo y que hemos definido como: *EVALUACION DE DOS ALTERNATIVAS PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN SILO DE ALMACENAMIENTO DE CEMENTO: CONCRETO PRESFORZADO Y CONCRETO REFORZADO.*

El capítulo uno reúne los conocimientos básicos que deben poseerse para diseñar un silo de almacenamiento de material pulverulento o granular.

Nuestra primer alternativa de diseño queda definida en el capítulo dos: silo de concreto postensado. Siguiendo la secuencia establecida del diseño estructural se procedió a determinar las cargas de diseño actuantes en una estructura de dimensiones previamente establecidas; a continuación se revisó el estado de esfuerzos inducido por las solicitaciones y por último, se hicieron algunas recomendaciones de tipo estructural y constructivo.

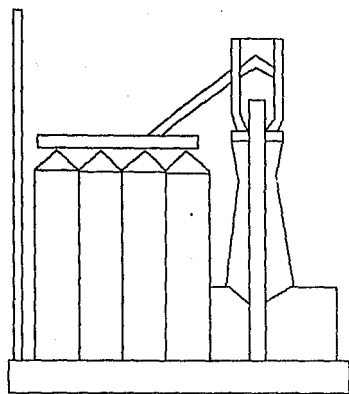
El capítulo tres está constituido de manera análoga al que le antecede pero estableciendo finalmente nuestra segunda alternativa: silo de concreto reforzado.

La evaluación de costos de cada una de las soluciones propuestas y el consecuente análisis comparativo conforman el último capítulo.

Los cinco anexos finales complementan el tema tratado aquí pues contienen información técnica de diseño.

Concluiré citando el objetivo específico del presente trabajo de tesis: *"Por medio de un análisis cualitativo y cuantitativo, determinar la alternativa óptima para el diseño de un silo de almacenamiento de cemento: concreto presforzado o concreto reforzado, según un enfoque estructural, constructivo y económico."*

NIQUEL HENDIETA LARINO.



CAPITULO 1
GENERALIDADES

1.1 Bosquejo histórico.

El uso de los cementos empezó en la más remota antigüedad y ha sufrido una evolución algo errática para llegar al presente estado de su técnica. Las civilizaciones más antiguas, la egipcia, la cretense antigua y otras, hicieron uso abundante de la mampostería de piedra en la construcción, en la que algunas veces se usaba mortero. Podemos presumir que estos morteros evolucionaron hasta llegar a ser concretos toscos durante un período indeterminado en las historias de estas culturas.

Los antiguos egipcios usaban un cemento que se fabricaba por un proceso de calcinación, siendo de esta manera la primera contribución a esta industria. Los romanos aumentaron el conocimiento y las técnicas adquiridas por los pueblos anteriores llevando los trabajos de ingeniería civil, incluyendo el uso del concreto, a un nivel relativamente complicado. Los primeros morteros consistían de cal ordinaria o de cal hidráulica y un material de relleno que se deterioraba rápidamente aún en los suaves climas mediterráneos. Los ingenieros romanos, sin embargo, mezclaron la cal y una ceniza volcánica especial para producir un cemento durable. Numerosas estructuras hechas con este material todavía están de pie como evidencia de la gran calidad de este tipo de construcción.

En la Edad Media, generalmente, no hubo progresos en el campo de la ingeniería, por lo que solamente puede encontrarse muy poco en la literatura de los materiales cementantes.

Un ingeniero inglés muy distinguido, John Smeaton, es quizá el primero que estudió los cementos. En 1756, fué encargado de reconstruir el Faro de Eddystone, y se le ocurrió investigar las causas del endurecimiento de los morteros hidráulicos que en aquella época estaban exclusivamente formados por cal y puzolana, encontrando que algunas calizas arcillosas parecían producir el mejor cemento hidráulico.

En 1796, J. Parker descubrió que se podían fabricar cementos hidráulicos naturales calcinando piedras de caliza arcillosa llamándoles cementos romanos, por sus propiedades hidráulicas, aunque no se parecen a los morteros hidráulicos.

En realidad, se atribuye a Joseph Aspdin la invención del cemento Portland, pues lo patentó en 1824 y, por el parecido

que adquiere, después de fraguado, con la piedra de la localidad inglesa de Portland, le puso este nombre. La fabricación consistía en obtener primeramente cal, la cual mezclaba con arcilla, la volvía a coser en hornos análogos a los de la cal, y pulverizaba el producto resultante; pero como la temperatura era baja, se obtenía cemento de mala calidad. Johnson observó que los fragmentos muy cocidos, una vez pulverizados, fraguaban lentamente, elevándose la temperatura desde entonces hasta un principio de fusión.

Durante todo el siglo pasado se montaron fábricas en Inglaterra, Francia y Alemania, empleando hornos verticales, y casi al finalizar este período, con el invento del horno giratorio, se acabó de perfeccionar el proceso de fabricación del cemento. Sin embargo, el mejorar la calidad del cemento ha conducido a refinamientos en los procesos de fabricación de este producto, pues no cabe duda que de esto dependerá que el concreto de cemento Portland siga ocupando un lugar relevante en la lista de materiales con que cuenta la ingeniería civil.

1.2 Antecedentes del estudio.

El cemento es un material básico para el desarrollo puesto que generalmente es empleado en la fabricación de concretos con los que se construyen obras de las más grandes dimensiones y sometidas a las más grandes sollicitaciones; tales como: edificios, conjuntos habitacionales e industriales, vías de comunicación, sistemas de conducción y drenaje, obras de riego y de generación de energía, etc. Esto ha conducido a refinamientos en el tipo de cemento de que se disponía. Antes de 1930, sólo había un cemento de uso común. Desde esa época la ingeniería civil ha pedido cemento que endurezca rápidamente que resista a los sulfatos que desarrolle menos calor o que satisfaga a otros requisitos especiales. Asimismo, la creciente cantidad de consumo de cemento y su calidad han originado un fuerte y rápido incremento de la capacidad de producción de las plantas de cemento, derivándose con ello problemas de adaptación de tecnologías existentes y el desarrollo de nuevas. Como ejemplo a lo expuesto citamos: las exigencias de constancia de composición de la harina cruda, el aumento de tamaño de los hornos, las limitaciones de los sistemas de precalcinación, las tendencias sobre los enfriadores de clinker, el manejo y almacenaje de grandes cantidades de materias primas y clinker y

finalmente, el desarrollo de técnicas adecuadas para el almacenamiento de grandes cantidades de cemento terminado.

Durante muchos años, en las plantas de cemento, se recurrió a la construcción de un número notable de pequeños silos para cemento, generalmente con fondo cónico y con sistemas de extracción simples, bien mecánicos o ligeramente aireados, que resolvieron sin mayores dificultades la función de almacenamiento.

En la actualidad, el diseño de un departamento de almacenamiento de cemento, bien en la propia planta o distante de ella, esta fuertemente condicionado por el sistema de fabricación, su transporte y por la capacidad, forma y vía de ser expedido. Sin embargo, los especialistas en la materia afirman que el almacenamiento y mezclado de cemento puede realizarse de forma rentable únicamente en silos de grandes dimensiones. Los silos de gran capacidad sirven tanto para el almacenaje prolongado como para la mejora de la calidad, además de equilibrar económicamente los gastos de inversión y los gastos de mantenimiento.

Luego entonces, al ingeniero civil se le plantea la cuestión dirigida hacia un cálculo y dimensionamiento económico y qué clase de procedimientos constructivos hay disponibles para su ejecución.

1.3 Definición del problema.

Buscando una posible solución al problema planteado, el objetivo del presente trabajo puede definirse de la siguiente manera:

"Por medio de un análisis cualitativo y cuantitativo, determinar la alternativa óptima para el diseño de un silo de almacenamiento de cemento: concreto presforzado o concreto reforzado; según un enfoque estructural, constructivo y económico."

Con este estudio se pretende conseguir un vaciado correcto del cemento, una resistencia estructural de la

instalación con un coeficiente de seguridad óptimo y un costo mínimo de la obra obtenido a través de un análisis.

El problema presenta dos aspectos fundamentales: uno puramente técnico que consiste en plantear dos opciones de diseño estructural-proceso constructivo y otro económico-financiero que proporcionará los costos y beneficios de cada una de ellas. Esto nos obliga a analizar algunos aspectos físicos y económicos que permitan:

1. Localizar el departamento de almacenamiento dentro del proceso de fabricación del cemento portland.
2. Conocer las propiedades físicas del cemento portland.
3. Seleccionar el tipo de silo a diseñar; así como el sistema de llenado y extracción del material a almacenar.
4. Conocer el comportamiento del cemento en estado de almacenamiento.
5. Determinar las dimensiones óptimas del silo de almacenamiento de cemento.

Es importante establecer que al efectuar el análisis comparativo se pueden considerar como constantes los siguientes elementos estructurales:

- a) Cimentación.
- b) Estructura de soporte (fuste).
- c) Losa de fondo.
- d) Techo del silo.
- e) Sistema de encofrado (cimbra deslizante).

Por consiguiente, el estudio se dirigirá a los muros del silo de almacenamiento de cemento.

1.4 Cemento.

El nombre de cemento se cree deriva de caementum que en latín significa argamasa, y precede, a su vez, del verbo caedere (precipitar). Antiguamente se aplicaba a los morteros en general, cualquiera que fuera la substancia aglomerante, y desde el año 1792, en que Parker patentó su cemento natural o romano, a los productos resultantes de la coción de caliza y arcilla.

Clasificación. Existen varias maneras de clasificarlos, según el fraguado, composición química y aplicación.

1. Con relación al tiempo de fraguado, se dividen en cemento de fraguado rápido (cementos romanos) y lentos, según que éste termine antes o después de una hora, respectivamente.
2. Por su composición química se denominan cementos naturales, portland, grapplers, de escorias, puzolánicos, aluminosos, sulfatados, etc.
3. Según sus aplicaciones de altas resistencias iniciales, resistentes a sulfatos, bajo calor de hidratación, etc.

Cemento Portland. Se define como el producto artificial resultante de calcinar hasta un principio de fusión mezclas rigurosamente homogéneas de caliza y arcilla, obteniéndose un cuerpo llamado clinker, constituido por silicatos y aluminatos anhídridos, el cual hay que pulverizar junto con yeso para retrasar su fraguado.

Cuando se habla de clinker de cemento ése quiere expresar que éste se ha obtenido por tratamiento térmico de harinas o lodos, finamente molidos, a partir de materias primas naturales.

1.4.1 Fabricación del cemento portland.

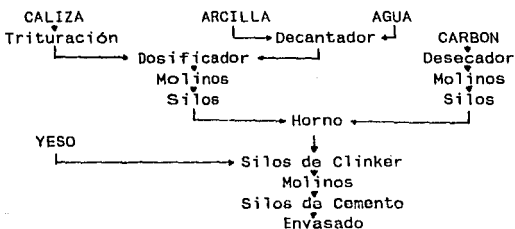
El proceso de fabricación comienza con la *explotación* de los bancos de materiales.

La roca caliza se suele hacer a cielo abierto, por voladuras con dinamita. La arcilla se extrae con picos o palas excavadoras, cargando directamente las vagonetas transportadoras. Ambos materiales se dosifican de acuerdo con la composición requerida y se trituran hasta obtener la finura apropiada; para ello se emplean machacadoras de mandíbulas, trituradores de martillo de campana o de rodillos.

La siguiente operación es la preparación de las *mezclas*. Se hace por vía seca o húmeda, según que la caliza y la arcilla se mezclen en dichos estados.

1. Vía húmeda. Es el método más conveniente para producir blandos y permite la obtención de mezclas muy homogéneas, proporcionando, por consiguiente, cementos de características constantes y de alta calidad. En este método hay que decantar la arcilla para quitar la arena y piedras que la acompañan, operación que se practica en depósitos de forma circular, provistos de agitadores, movidos mecánicamente, existiendo un vertedero con tela mecánica, a cierta altura, para que salga la arcilla en forma de papilla muy fluida, y es conducida, después de pasar por los dosificadores junto con la caliza triturada, a los molinos, y de estos a unos silos de pasta que se mantienen en agitación continua para que no se sedimenten, mediante agitadores de rastrillos o de aire comprimido. La pasta contiene un cincuenta por ciento de agua, siendo impulsada por las bombas a los hornos.

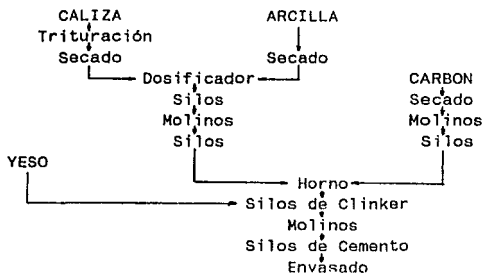
El esquema de fabricación por este método es el siguiente:



2. Vía Seca. Se emplea cuando las materias primas son duras y no contienen arena exigiendo el secado de la humedad de cantera y atmosférica antes de su pulverización. Los secadores están formados por unos cilindros de palastro, de diez a veinte metros de largo y dos metros de diámetro, ligeramente inclinados; el eje horizontal, animado por un movimiento de rotación, tiene unas paletas en su interior, haciéndose pasar una corriente de aire caliente en sentido contrario a la marcha del crudo, siendo calentado por un hogar situado en un extremo y habiendo en el otro un extractor, el recuperador de polvo y la chimenea. El crudo pasa después a los dosificantes, formados por unas tolvas de capacidad determinada, cerrándose automáticamente cuando se llenan y vuelvan su contenido en los alimentadores de los molinos. Existe un dosificador para la caliza y otro para la

arcilla. Se almacena el crudo en unos silos o grandes depósitos de sección circular o rectangular, terminados por una tolva en su parte inferior y se cargan por la superior mediante transportadores. De los silos pasa el crudo a los molinos, y después a otra serie de silos, para poder corregir los crudos antes de la cocción. Por este procedimiento, antes de introducirlos en el horno, bien sea giratorio o vertical, hay que humedecerlos para mantener su homogéneidad, pues de lo contrario, el tiro de la chimenea los separaría. Esta operación se hace en unos malaxidores constituidos por un cilindro horizontal provisto, según su diámetro, de un árbol con paletas que agitan el polvo humedecido, y en esta forma se introduce en los hornos giratorios o se forman briquetas en los hornos verticales.

El esquema de la fabricación por vía seca es:



La *molienda* es una operación que se efectúa con la caliza y la arcilla, el carbón y el clinker, practicándose en unos molinos tubulares rotatorios de palastro que contienen en su interior bolas de acero o silix, dispuestas en departamentos cargados con bolas de distinto diámetro. Son de funcionamiento continuo, entrando la materia a moler por un extremo y saliendo por el otro. La trituración se produce porque al girar el cilindro arrastra las bolas hasta una cierta altura, venciendo el peso propio de éstas a la fuerza centrífuga, originando en su caída choques que acaban por pulverizar el producto a la finura que se quiera. Esto sucede en unos compartimientos; en otros hay bolas o cilindros que actúan por rozamiento. Suelen llevar también un separador de aire.

La *cocción* representa, quizá, la fase más importante de la fabricación del cemento. En ella los minerales originales se disocian y luego se recombinan, dando origen a un compuesto de cal-silíceo-alúmina, denominado clónker. La clinkerización puede efectuarse en hornos verticales o en hornos giratorios.

1. Hornos verticales. Están formados por un cilindro de 8 a 10 m de alto y 3 m de diámetro, forrados de camisas refractarias y con cámara concéntrica de aire. Para efectuar la *cocción*, se introduce el material crudo en forma de ladrillos desecados, colocándose en capas alternadas con el combustible. Estas piezas sufren en la parte superior una desecación, descomposición de carbonatos y silicatos en la central y enfriamiento en la parte inferior, del horno vertical.

En los hornos verticales hay que practicar una selección del clinker, pues unos trozos están poco cocidos, de color negro o verdosos, duros y compactos, y que constituyen un buen clinker. Esta operación se practica a mano, al pasar el clinker por la cinta transportadora.

Los hornos verticales, por su gran rendimiento térmico, economizan el uso de combustible y los costos de instalación.

2. Hornos giratorios. Se ha generalizado su empleo debido a su gran capacidad de producción y homogeneidad del producto obtenido. Están formados por un cilindro de palastra de gran longitud de 60 a 150 m de largo y 3 m de diámetro, y gira alrededor de un eje horizontal que forma con la horizontal una pendiente del cuatro por ciento, a razón de dos vueltas por minuto, estando forrado de ladrillo refractario. Por un extremo se introduce el crudo y comunica con la chimenea, y por el otro, un inyector de carbono pulverizado o petróleo, y se da salida al clinker que cae incandescente a otro cilindro inferior, de menor longitud e inclinado en sentido contrario al anterior. La *cocción* esta basada en el principio de la contracorriente, entrando los crudos por un extremo y, mediante el giro del horno, se desparan en forma de espiral, produciéndose primero una deshidratación; luego la descomposición de la caliza y arcilla, y finalmente, éstas reaccionan, produciéndose un principio de fusión. Se llegan a alcanzar hasta temperaturas de 1500°C mediante la inyección de combustible pulverizado, si es carbón, o líquido formando un dardo que llega hasta la mitad del horno. El aire se hace pasar por el enfriador, calcinándose, y se inyecta después, con lo que se ahorra combustible. En el extremo inferior del horno existe una pieza llamada culata que se puede

hacer deslizar sobre unos carriles y que, además de llevar el orificio para el paso del inyector, tiene varias mirillas para vigilar la marcha, dando también salida al clinker. Este cae en el enfriador que es otro cilindro giratorio en cuyo interior existen unas paletas para agitar el clinker, el cual llega hasta una temperatura de 1200°C, y por la corriente de aire se pone a la temperatura ambiente.

El clinker está formado por esferitas del tamaño de avellanas, de color gris negruzco, transportándose a unos silos, en los que permanece algunas semanas hasta su enfriamiento total. El clinker, una vez enfriado, se muele en molinos de bolas, junto con una pequeña cantidad de yeso, el cual incluso conviene esté sin cocer, pues se deshidrata con el calor desarrollado en los cilindros moledores. Su objeto es retrasar el fraguado. Una vez molido a gran finura, se transporta a los silos, en los cuales debe permanecer el cemento algún tiempo antes de su expedición, con el objeto de que se extinga la poca cal viva o libre que haya podido quedar.

En la figura 1 se muestra un diagrama isométrico de la fabricación del cemento portland.

1.4.2 Propiedades físicas del cemento portland.

1.4.2.1 Densidad absoluta.

La densidad absoluta del cemento portland varia de 2.9 a 3.15, siendo, generalmente, mayor de 3.

Una forma de obtener este parámetro es observar el volumen que ocupan 64 grs. de cemento, previamente desecado a 110 C, en un aparato llamado volumnómetro. Además, debe permitirse el enfriamiento del cemento y verificar que el volumnómetro y el agua empleada para su operación, estén a una misma temperatura de $\pm 20^{\circ}\text{C}$.

1.4.2.2 Peso específico.

La densidad relativa o peso específico es el peso de un volumen dado de cemento, el cual varía según el método usado para llenar el recipiente, el grado de agitación y la finura.

Vertiendo el cemento portland, sin asentar, en un recipiente, pesa de 0.96 a 1.28 kg/cm³, y bien asentado, de 1.6 a 1.8 kg/cm³. Vertiéndole como se le hace en la práctica varía de 1.2 a 1.4 kg/cm³.

1.4.2.3 Granulometría.

La calidad del cemento portland, depende fundamentalmente de su grado de finura. La finura de molido de un cemento se determina cerniéndole con un juego de tamices superpuestos, los cuales se tapan por encima y por debajo, formando una caja cilíndrica. Se agitan durante un cierto tiempo, a mano, mecánicamente o mediante tamices vibratorios, y se pesan los residuos o las fracciones que los atraviesan. Según la Norma Mexicana, el noventa por ciento de la muestra de cemento debe pasar el tamiz de 40,000 agujeros por pulgada cuadrada, con espacios de 74 micras entre los dos hilos consecutivos.

1.4.2.4 Angulo de fricción interna.

Se puede determinar con un aparato de prueba directa. El procedimiento a seguir es aplicar una fuerza vertical P y observar la fuerza horizontal F necesaria para provocar la falla de la masa de cemento. La relación F a P nos da la tangente del ángulo de fricción interna. El ángulo de rozamiento interno obtenido experimentalmente oscila entre 24 y 40 grados.

1.4.2.5 Angulo de fricción con la superficie de contacto.

Este depende del material de que esta hecho el recipiente que contiene a la masa de cemento; según sea de concreto, metálica, rugosa o lisa.

Material en la pared	Angulo de rozamiento (grados)
Chapa metálica oxidada	38
Pared de concreto	25
Pared de madera	20
Chapa metálica lisa	15
Chapa metálica lisa con epoxi	12
Acero inoxidable	8

El valor del ángulo de rozamiento con la pared es importantísimo ya que es función inversa a la presión horizontal máxima, es decir, a mayor ángulo menor presión lateral y viceversa, a menor ángulo mayor presión lateral. Los valores comprendidos están entre 25 y 29 grados. No obstante la finura o rugosidad de la pared es un factor importantísimo para determinar la variación del ángulo de rozamiento con la pared.

Ensayos hechos en el laboratorio han determinado valores de ángulos de fricción en función del tipo de pared, según pudo observarse en el cuadro mostrado.

1.5 Silos.

El término silo tal como se emplea en este estudio, se aplica a cualquier recipiente vertical empleado para almacenar materiales granulares y/o pulverulentos a granel. Este concepto incluye tanto depósitos profundos como poco profundos en ocasiones pueden denominarse, a estos últimos, silos-bunker.

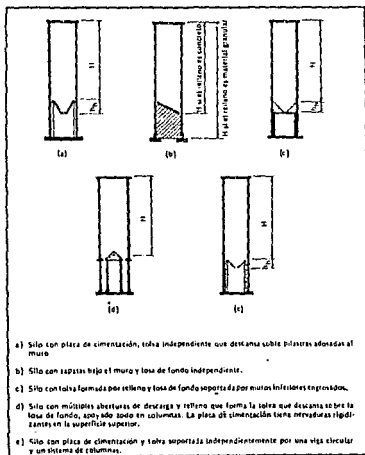


FIG. 2 Corte vertical de silos.

Los silos son estructuras construidas con concreto reforzado, concreto presforzado y raramente son metálicos. Sus secciones pueden ser: circulares, cuadradas, rectangulares o hexagonales. Por su ubicación pueden ser subterráneos o aéreos. Según su uso se clasifican en silos de conservación de tránsito de almacenamiento y de homogeneización o mezcla.

Basándose en las dimensiones, un depósito se puede llamar silo-bunker si su altura H es menor de $1.5D$ para formas circulares, o menor de $1.5a$ para las rectangulares (para establecer los valores de H , D y a véase la Figura 2).

Las secciones mostradas son solo algunas de las soluciones que han rendido mejores resultados en el diseño de silos. Sin embargo, las diversas variantes que se presentan en cada problema obligan a dejar abierta la posibilidad de implementar opciones de diseño diferentes. La experiencia e inventiva del ingeniero civil facilitarán esta labor.

El determinar qué tipo de silo se ha de diseñar y construir, no implica únicamente el decir silo metálico o silo de concreto reforzado o presforzado. También es necesario establecer qué tipo de llenado y de extracción se empleará para el manejo del cemento y qué efectos ocasiona. Por tal motivo, a continuación se describen, brevemente, los sistemas comúnmente utilizados.

1.5.1 Sistemas de llenado.

1.5.1.1 Sistema de llenado mecánico.

En este sistema, el producto es introducido mediante elementos mecánicos como son los elevadores de cangilones y roscas o cintas transportadoras.

El llenado produce en el silo el efecto "montón" y si el caudal es muy importante la caída del producto puede apelmazar el material que ya se encuentra en el silo o en caso de granulometrías diferentes pueden producirse importantes desmezclas durante el vaciado.

1.5.1.2 Sistema de llenado neumático.

El llenado del silo se efectúa mediante una corriente de aire que transporta cierta cantidad de material al interior del depósito; esta semifluidificación origina que la presión lateral y vertical aumenten de manera considerable sobre las paredes del silo.

Como puede verse en la Fig. 3, a medida que el tiempo transcurre, el aire se va desprendiendo y la presión empieza a disminuir.

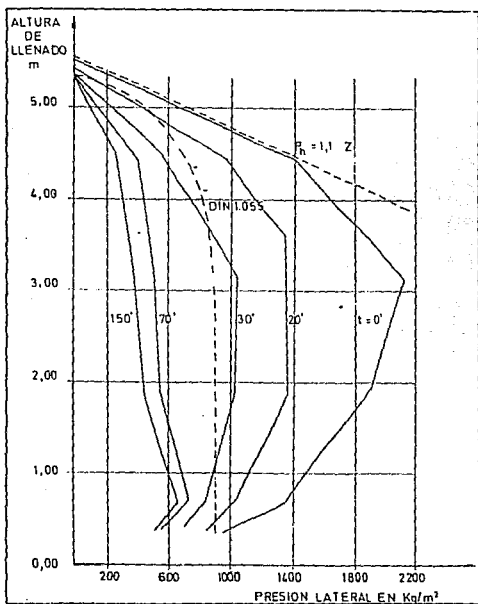


Fig. 3 Prestiones laterales ejercidas por el cemento en función del tiempo de permanencia en el silo.

1.5.2 Sistemas de extracción o vaciado.

1.5.2.1 Vaciado mediante fluidificación neumática.

El sistema consiste en insuflar aire a través de unas membranas porosas, con diferencias de presión de 0.4 a 0.8 barías, finamente distribuido en las capas inferiores del material en el silo. La mezcla de aire y cemento origina una fluidez del material, permitiendo la extracción uniforme del mismo. De esta manera se aprovechan las características físicas del cemento que permiten disolver o volver a restituir por zonas el rozamiento interior.

La condición previa para una expansión superficial efectiva en la capa de fluidificación inferior es el transporte de un caudal de aire mínimo a la capa de material suelto, así como la distensión necesaria de esta zona con una toma de aire de fluidificación independiente de la salida del material. Estas condiciones conducen, en los silos, a perfiles de flujo similares a caudales en masa, utilizando la técnica de cámaras de distensión. Más adelante se describe esta técnica.

Los sistemas que a continuación se describen se refieren a silos de grandes capacidades, que es donde se presentan, fundamentalmente, los problemas expuestos.

Debido a su economía se ha desarrollado el silo de fondo plano con descarga central. Los equipos de aireación se disponen en suave pendiente (10 %) convergiendo hacia el orificio de descarga (Fig. 4).

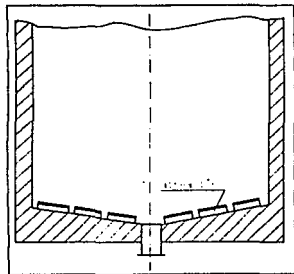


Fig. 4

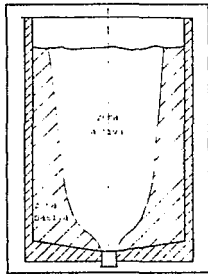


Fig. 5

Para evitar la formación de la chimenea central (Fig.5), los elementos de aireación se disponen en tres áreas concéntricas e independientes. A pesar de estas precauciones el vaciado no es total, existiendo una zona pasiva en las proximidades de la paredes.

Basándose en la experiencia anterior y buscando la eliminación de zonas pasivas, se ha desarrollado el fondo plano con varias salidas, cada una de ellas equipada con conos de extracción de perfil hiperbólico (Fig.6).

El mayor costo de esta solución puede justificarse por la necesidad de vaciar el silo y eliminar la mano de obra de la operación manual de limpieza del mismo.

Los silos de almacenamiento de cemento, derivados de los de homogeneización de crudo son los llamados comúnmente de *cámara central*.

En todos los casos el material de las zonas activas, fuertemente fluidizado mediante los elementos de aireación del fondo del silo, pasa a una cámara donde sufre una descompresión y conserva la aireación necesaria que permite una fluencia regular y constante del cemento. La rama central actúa como depósito tampón amortiguando las avalanchas que pueden producirse debido a una excesiva aireación y a la propia depresión producida por la misma descarga del producto.

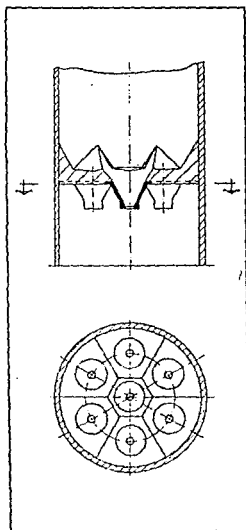


Fig. 6 Fondo plano con varias salidas.

En la Fig. 7 se muestra un diseño en el que se observa que la cámara es exterior al silo propiamente dicho, efectuándose la descompresión conjuntamente con la descarga de cemento.

Cuando el nivel del producto desciende dentro del silo puede formarse una chimenea central por donde escapa el aire de

fluidización. Dividiendo la zona de aireación en dos o tres coronas circulares independientes se puede conseguir prácticamente el total vaciado del silo.

Existen otros diseños en los que la cámara central queda localizada en el interior del silo (Fig. 8), efectuándose la descompresión a través de un tubo que conecta dicha cámara con la parte superior del silo; ésto provoca que la cámara esté en depresión con respecto a sus zonas próximas, evitándose la formación de chimeneas. El material sale regularmente y con la fluidez adecuada consiguiéndose un vaciado completo del silo. Generalmente la zona de fluidización está dividida en coronas circulares independientes, permutándose las zonas activas en forma cíclica. Con este procedimiento se evita la formación de canales o vías preferentes de descarga con lo que el nivel del silo desciende uniformemente.

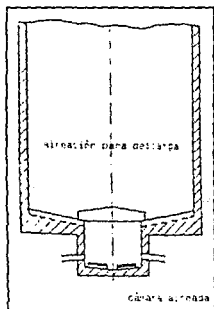


Fig. 7

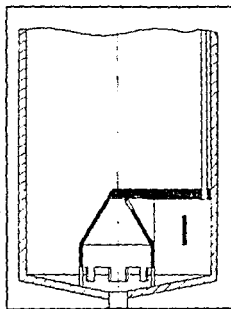


Fig. 8

La Fig. 9 muestra dos opciones para el vaciado de la cámara central del silo. El fondo situado en la parte inferior señalado por la boca de descarga ubicada en la pared del silo, o bien, el fondo situado en la parte superior mediante una conexión en el centro del fondo del silo. Ambos silos tienen el fondo construido con una ligera inclinación. Desde el punto de vista de la técnica de proceso, únicamente es de importancia la cara superior inclinada del fondo; la cara inferior del fondo también puede ser construida plana si se precisa.

Este tipo de silo se emplea como silo de almacenamiento o silo de mezcla continua. Los funcionamientos son similares y se diferencian principalmente por la clase de aireación del fondo del silo.

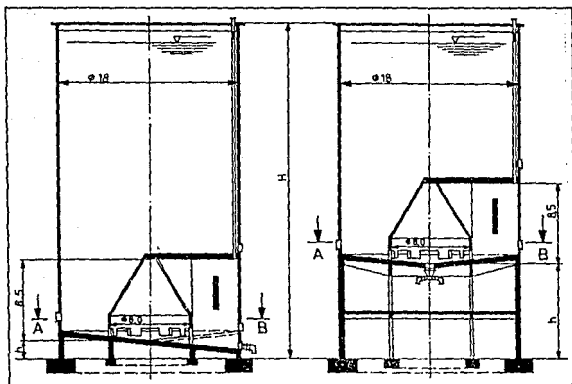


Fig. 9 Vaciado standard de la cámara de mezcla del silo. Vaciado lateral (Izq.) y Vaciado al centro (Der).

Las diferentes formas de los fondos del silo no producen pérdidas en la capacidad de éste.

El sistema neumático de fluidificación con la instalación de tuberías se monta directamente sobre el fondo del silo, sin ser precisos canales especiales. El compresor de aire, así como los conductos y los accesorios para el mando de aire de fluidificación, se situarán debajo del fondo del silo, protegidos contra la intemperie.

En los silos que disponen de una salida en la pared, no se precisan revestimientos especiales para la sala de maquinaria, dado que las instalaciones para transporte de material, no pasan por la sala inferior.

El funcionamiento sencillo de esta técnica se caracteriza por:

1. La mínima cantidad de conexiones dosificadoras de salida directas en el silo, a elegir en la pared o en el fondo del mismo.
2. La gran cantidad de aperturas dosificadoras de salida indirectas en la pared de la cámara central.
3. El volumen relativamente pequeño para la técnica de accionamiento y mando.
4. El transporte directo desde las conexiones de salida del silo, es decir sin almacenamiento intermedio y dosificación según los puntos de consumo en la instalación.

El sistema IBAU (Fig. 10) traslada la cámara central a una tolva exterior constituyendo una bóveda cónica donde puede ser instalado el filtro que produce la descompresión del material fluidizado.

En este diseño los canales de aireación son circulares y no radiales como en los casos anteriores, lo que permite una aireación por sectores, tantos como salidas de producto, originándose zonas activas cónicas de fuerte pendiente que facilitan la extracción del cemento.

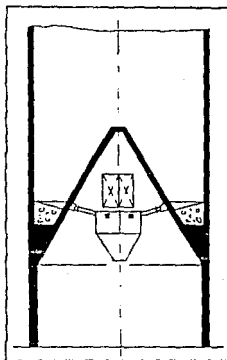


FIG. 10 El Sistema IBAU.

1.5.2.2 Vaciado mediante roscas extractoras.

Otro sistema utilizado, en estos grandes silos, es la colocación de una serie de roscas que trasladan al material al centro del silo, donde se encuentra la boca de salida. Estas roscas normalmente producen un doble vaciado excéntrico que si no ha sido tomado en cuenta puede originar a mediano y largo plazo importantes ovalizaciones en las paredes, con deformaciones permanentes o grietas y roturas.

1.5.2.3 Vaciado mediante fondos vibrantes.

Desde hace años se esta utilizando un sistema de vaciado, consistente en un fondo que suspendido elásticamente de la tolva, produce una vibración en el interior de la masa y como consecuencia se inicia el vaciado evitándose la formación de bóvedas y conductos de vaciado. No obstante el diseño de tolva juega un papel muy importante , ya que con un diseño incorrecto de la misma se han presentado problemas de flujo. En la Figura 11 puede verse una celda con el dispositivo de Bin Activator.

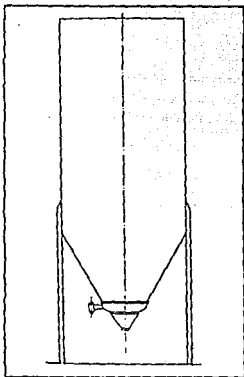


FIG. 11

1.5.2.4 Vaciado por gravedad.

Este tipo de vaciado es el más utilizado y siempre que el diseño sea correcto, es el que mejores resultados puede dar. No obstante cuando las dimensiones del silo son grandes (diámetros o lados laterales de la celda superiores a siete metros), la tolva precisa una pendiente mínima de sesenta grados, y la altura de la misma, así como su suspensión en el cuerpo encarece la instalación, por lo que este sistema no se utiliza y entonces se emplean tolvas con fondo plano o pendientes mínimas y sistemas de extracción por fluidificación neumática, roscas o fondos vibrantes. En la Figura 12 puede verse un silo clásico con salida por gravedad.

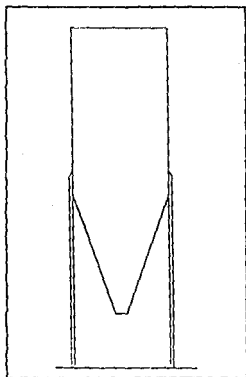


FIG. 12

1.6 El cemento dentro del silo.

Con lo que se ha indicado anteriormente, se desprende que en la concepción, diseño y selección de las características de los silos de almacenamiento de cemento es necesario conocer perfectamente las propiedades físicas del material y los sistemas técnicos de proceso empleados para su manejo. Sin embargo, el comportamiento del cemento dentro del silo es un aspecto tan importante como los anteriores. Reflejo de ello es que los parámetros comunes de diseño tales como densidad, ángulo de fricción interna y ángulo de fricción del muro, usados en el cálculo de presiones, se ven afectados por las condiciones del material así como por las condiciones de operación de la siguiente manera.

1.6.1 Condiciones del material.

La capacidad inicial de fluir que tiene el cemento es evidentemente función de su finura, densidad aparente y composición química; la capacidad efectiva en cambio, depende seriamente de las condiciones de almacenaje.

Durante el almacenamiento existe el peligro de una deshidratación del yeso en las zonas más calientes del silo (centro), fluyendo vapor de agua hacia las partes más frías (paredes) que hidrata al aluminato tricálcico, lo cual trae como consecuencia, la formación de masas sólidas debidas a la estructura del C_3A y otros componentes. Es evidente que cualquier aportación de humedad al cemento en su proceso de molienda y transporte favorece este fenómeno.

Las consecuencias inmediatas son: un aumento de la densidad y de los ángulos de fricción interna y del muro con el material, lo cual favorece a la formación de chimeneas y túneles por donde escapa el aire de fluidificación, bajando por ende el rendimiento de los elementos de extracción y, no pudiéndose conseguir por ello vaciados completos de los silos.

La granulometría del cemento afecta el "acomodamiento" de las partículas y, por lo tanto, la densidad, lo mismo que los ángulos de fricción. Mientras mejor sea el acomodo del cemento, mayores serán la densidad y los ángulos.

Si el cemento presenta diferencias en su granulometría se origina el fenómeno de la segregación de las partículas. Este es producido, en parte, por el proceso de llenado y en parte, por

el proceso de vaciado; y se acentúa aún más si el flujo es de conducto.

1.6.2 Condiciones de operación.

El cemento, por ser un material cohesivo pulverulento, pierde aire al estar almacenado, aumenta su densidad e incrementa los ángulos de fricción. Por ello, a medida que aumenta su tiempo almacenado aumenta su grado de compactación, llegando a formar al cabo de un mes paredes verticales que se derrumban cuando se pierde el equilibrio entre el rozamiento interno y el ángulo de la cuña de deslizamiento, en este momento el cemento fluye como un fluido viscoso.

Los cambios de humedad en la superficie del cemento ensilado que se producen durante el tiempo de almacenaje originan un incremento de la densidad y de los ángulos. La evaporación de la humedad también puede causar precipitación de sales y cementado de las partículas, lo que crea un aumento de los ángulos.

Los sistemas de llenado y vaciado neumático, que consisten en la aplicación de aire a baja presión, conducen a la anulación del rozamiento interno del material y a que las partículas se encuentren más o menos en suspensión en el aire. En este momento la presión estática de llenado se ha convertido en presión hidrostática. Cuando se insufla alta presión de aire en un silo, ésta ha de ser tomada en cuenta y se ha de sumar a la presión hidrostática.

Hemos mencionado que durante el llenado, el cemento atrapa aire en exceso. Cuando la velocidad de llenado es baja, el aire se escapa y se alcanzan rápidamente las propiedades de densidad y de fricción finales. En caso de que la velocidad de llenado sea alta, el cemento se puede fluidificar y sus ángulos de fricción serán cercanos a cero.

Si el cemento permanece más de un mes ensilado, aparecen las bóvedas en el momento de iniciarse la descarga debido al aumento de la compactación y del ángulo de fricción interna. El desprendimiento de una bóveda puede tener consecuencias catastróficas para la integridad del silo, ya que en su parte inferior produce sobrepresiones, con deformaciones y grietas en las paredes, mientras que en su parte superior

produce una depresión con peligro de hundimiento del techo y parte alta de la pared.

Otro factor muy importante a tener en cuenta es el sistema de extracción utilizado. El aire que se inyecta a un silo durante el retiro del cemento reduce la densidad y los ángulos de fricción en la porción fluidificada de la masa. En cambio, la extracción mediante roscas extractoras produce un vaciado excéntrico que da origen a sobrepresiones disimétricas que la mayoría de especialistas califican como desconocidas.

Generalmente, el cemento recién fabricado es almacenado a una temperatura de 100°C. Sin embargo, no debe olvidarse que las variaciones de temperatura pueden provocar que haya migración de humedad, lo mismo que cambios físicos o químicos en la superficie de la partícula, lo que hace que aumenten los ángulos de fricción.

Resumiendo, los especialistas en la materia afirman que la mayoría de los accidentes ocurridos en silos para cemento han sucedido por no tomar en cuenta los siguientes puntos:

1. Posibilidad de un vaciado excéntrico.
2. Aparición de sobrepresiones durante el vaciado.
3. Posibilidad de fluidificación del producto y aparición de presiones hidrostáticas.
4. Comprobación de las presiones en el caso de insuflar aire a alta presión.
5. Previsión en el caso de formación de bóvedas con su posterior desplome.

Por lo tanto, para diseñar correctamente un silo de almacenamiento de cemento se debe de tomar en cuenta que la aparición de una de las situaciones anteriores puede dañar seriamente la instalación. La aparición de varias a la vez puede producir el hundimiento de la instalación.

1.6.3 Flujos de vaciado.

Para realizar el diseño de un silo de almacenamiento de cemento es necesario determinar el patrón de flujo que podría presentarse durante el vaciado del material. Esto permitirá establecer las hipótesis de cálculo, comprobar el ángulo del talud

natural y el ángulo del plano de deslizamiento y, verificar la influencia de la boca de salida.

Luego entonces, se mencionan brevemente los diferentes tipo de flujo que pueden presentarse durante la operación del material almacenado.

1.6.3.1 Flujo de masa.

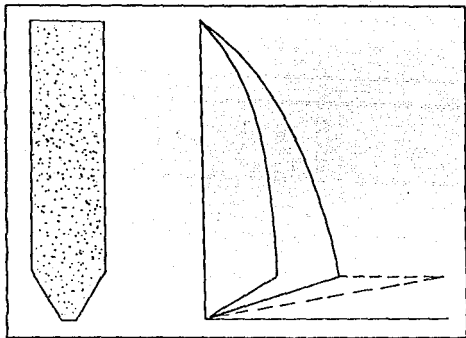


FIG. 13 Flujo Másico.

Este patrón prevalece cuando al iniciarse el vaciado toda la masa se pone en movimiento. El flujo másico conduce a grandes sobrepresiones en la parte alta de la tolva (fondo convergente del silo). Para asegurar que el flujo de masa ocurrirá, se requiere que:

1. La salida sea lo suficientemente grande como para permitir que el material fluya sin que ocurra arqueamiento.
2. El dispositivo que controla el flujo permita que el material fluya a través de toda el área de salida.
3. Las paredes de la tolva sean lo suficientemente lisas e inclinadas como para permitir que el material se deslice (realizando el ensanchamiento completo del canal de flujo hasta las paredes cilíndricas del silo).

La distribución de presiones durante el llenado esta prevista por Janssen. Durante el vaciado aparecen las presiones dinámicas con un coeficiente de sobrepresión que puede alcanzar el valor de 2.32. Ahora bien, en la zona de intersección pared con tolva se pueden alcanzar coeficientes de sobrepresión de hasta 6.00, (Fig. 13).

1.6.3.2 Flujo de embudo.

Esta es la situación más común. Al abrirse la boca de salida se forma un embudo de vaciado o cono invertido que corta a la pared del silo a una cierta altura. Generalmente las cargas de este patrón de flujo se pueden encontrar en los reglamentos disponibles, siempre y cuando:

1. Los parámetros de diseño (propiedades del material almacenado se seleccionen de manera adecuada.
2. La salida sea lo suficientemente grande como para asegurar flujo por gravedad sin obstrucciones.
3. El retiro se haga en el centro del silo.
4. La relación entre altura y diámetro del silo sea menor de 2.5 y,
5. La velocidad de retiro sea suficientemente baja.

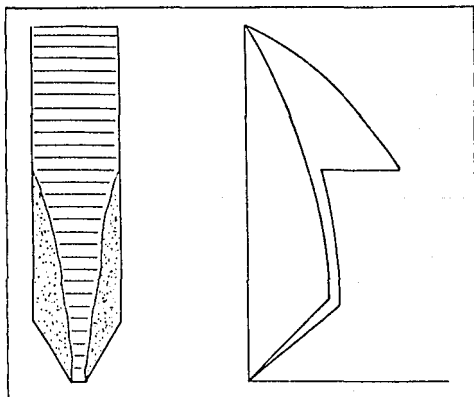


FIG. 14 Flujo de Embudo.

Durante el llenado la distribución de presiones se puede considerar del tipo Janssen (Fig. 14). Durante el vaciado y precisamente donde el flujo de vaciado corta a la pared se produce una sobrepresión que puede alcanzar el valor 3. Por debajo la presión disminuye linealmente hasta la boca de salida. Por encima, el valor disminuye a 2.30 y luego sigue un valor exponencial hasta llegar al borde superior.

1.6.3.3 Flujo de conducto.

El flujo de conducto es el estado límite de vaciado de productos pulverulentos cohesivos como el cemento. En la Fig. 15 puede verse como el silo se vacía a través de un conducto, la formación de bóvedas es continua y su caída produce importantes sobrepresiones en la pared baja y depresiones en la parte alta.

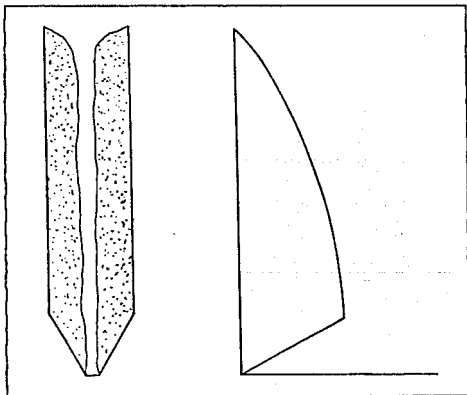
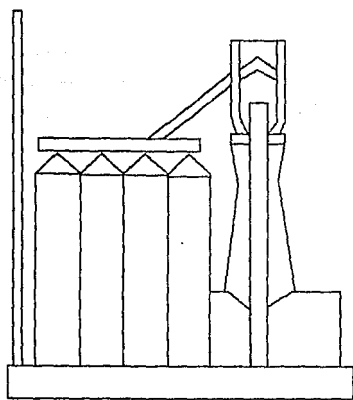


FIG. 15 Flujo de conducto.

Cada tipo de vaciado, precisa de un cálculo diferente, en función de los coeficientes de seguridad previstos. En muchas ocasiones el vaciado se realiza excéntricamente y aún se complican más las cosas, necesiándose un aumento de los coeficientes de seguridad.

Por último, se puede considerar hasta aquí que se tienen los elementos necesarios para que el lector pueda comprender la secuencia seguida en el diseño, propiamente dicho, del silo de almacenamiento de cemento.



CAPITULO 2
SILO DE
CONCRETO POSTENSADO

2.1 Generalidades.

El concreto presforzado se utilizó primeramente en tanques para agua; desde entonces se han construido miles de tanques de concreto presforzado para agua, aceite, gas, petróleo, drenaje, almacenamiento seco granulares y polvos (silos), líquidos y materiales químicos para procesos, pastas y, más recientemente, para materiales criogénicos. Los recipientes a presión para reactores nucleares son una forma especial de tanque, también lo son algunas torres de enfriamiento.

El objetivo de usar concreto presforzado en el diseño y construcción de silos es mantener un estado de esfuerzos suficiente para que no se originen grietas bajo los esfuerzos normales de trabajo, con un margen de seguridad calculado sobre la base de las posibilidades de sobrecarga y de las consecuencias del agrietamiento.

Para el almacenamiento de agua, aceite, etc., se requiere un esfuerzo nulo de tensión bajo las cargas de diseño.

La mayoría de los tanques y silos de concreto presforzado han sido de sección circular con un presforzado circunferencial que elimina los esfuerzos tensoriales en cada anillo.

Los sistemas de presforzado para silos más aplicables y de uso más extendido son: el enrollado de alambres y el esforzado de tendones.

El enrollado de alambres es un sistema de presforzado por postensión que consiste en envolver el muro central cilíndrico con acero de presfuerzo (alambres o torones) tensado por medio de máquinas especiales de enrollado. El enrollado se lleva a cabo después de que se ha completado la construcción de los muros.

El presfuerzo por postensado con tendones puede ser con:

1. Tendones y recubrimiento protector colocados y ahogados durante el colado.
2. Tendones en ductos ahogados que se colocan durante el colado.
3. Tendones externos aplicados al muro central.

El diseño de los silos de concreto presforzado debe implicar las cargas interiores y exteriores, las condiciones de restricción en los bordes, en la junta de las paredes con el piso y el techo, y los aspectos constructivos, como la contracción, el flujo plástico, la relajación de esfuerzos, el módulo de elasticidad, las etapas de aplicación del presfuerzo y los intervalos de tiempo.

En las cargas interiores se incluyen:

1. La presión del material almacenado, considerándose la posibilidad de que se incremente la presión por el llenado, el vaciado del material, la formación de bóvedas en el material, el colapso de éstas, la aereación y la descarga excéntrica.
2. El peso propio del depósito y sus accesorios, incluyendo la tapa y la estructura de soporte.
3. Los efectos del cambio de temperatura, de contracciones y del flujo plástico.

En las cargas exteriores se consideran:

1. Las cargas vivas del techo y el piso.
2. Deformaciones y movimientos impuestos a la estructura tales como hundimientos diferenciales de los apoyos.
3. Efectos del viento. Los efectos del viento se toman en cuenta mediante presiones y succiones estáticas. Al revisar los esfuerzos verticales en la pared, se supone lleno el depósito cuando actúa el viento. Para revisar la estabilidad general y las posibles tensiones en la cimentación se supone que el viento actúa sobre el depósito vacío, asimismo al revisar las flexiones horizontales de las paredes.
4. Efectos del sismo. Para calcular la fuerza sísmica horizontal, se usa como carga viva efectiva el ochenta por ciento del peso del material almacenado, pero actuando en el centro de gravedad del volumen total del material.
5. Efectos del pretensado por postensión. En este estudio no se calculan las fuerzas internas (momentos flexionantes verticales y fuerzas cortantes) derivados de esta sollicitación y de la relación de rigidez muro-losa, a sabiéndose de que en el diseño de un silo debe efectuarse; únicamente se analizan las situaciones que se presentan durante la etapa del postensado, tratando de establecer una solución favorable al problema.

2.2 Presiones del material almacenado.

2.2.1 Método de cálculo.

Antes de proceder a calcular las presiones, se debe establecer el criterio a seguir, por tal motivo se realiza la siguiente verificación, de acuerdo con la ref.[9]:

Validez de aplicación de la teoría de la asíntota.

$$\begin{aligned}\phi_{int} &= 14 \text{ m} \\ R_h &= \frac{\phi_{int}}{4} = \frac{14}{4} = 3.5 \text{ m} \\ H &= 24.76 \text{ m}^1\end{aligned}$$

Comparando H vs R_h se tiene: $5R_h^2 = 17.56 \text{ m} < H = 24.76 \text{ m}$.

Por lo tanto, el silo en estudio cae en el campo de validez de la teoría desarrollada por la Norma DIN 1055 hoja 6, ref.[10].

2.2.2 Hipótesis.

Material: *Cemento Portland.*

Peso específico: $w = 1.6 \text{ t/m}^3$

Angulo de fricción interna: $\phi = 35^\circ$

Angulo de fricción cemento-pared: $\phi' = 26^\circ$

Coefficiente de fricción cemento-pared: $\gamma = \tan \phi' = t/q$
 $\gamma = 0.49$

Relación presión horizontal a vertical: $\lambda = p/q$

a) Llenado: $\lambda_r = 0.5$

b) Vaciado: $\lambda_v = 1.0$

¹ Debido a que la parte superior de la célula se encuentra cubierta.

² $R_h = S/P$ donde S : Área de la sección transversal y P : Perímetro.

2.2.3 Plano medio de llenado.

Según ref. [10], el plano de superficie de relleno se obtiene a partir del enrasamiento ficticio del material almacenado. Las profundidades se medirán partiendo de aquél.

$$V_{\text{cono}} = \pi \phi_{\text{int}}^2 h / 12 \quad \text{donde } h = \phi_{\text{int}} / \tan \phi = 4.9$$

$$V_{\text{cono}} = \pi(14^2)(4.90)/12 = 250.51 \text{ m}^3 \quad (\text{volumen del cono})$$

$$S = \pi \phi_{\text{int}}^2 / 4 = \pi(14^2)/42 = 153.94 \text{ m}^2 \quad (\text{superficie})$$

$$h' = V/S = 250.51 / 153.94 = 1.63 \text{ m} \quad (\text{altura})$$

$$h-h' = 4.90 - 1.63 = 3.27 \text{ m} \approx 3.20 \text{ m} \quad (\text{altura efectiva})$$

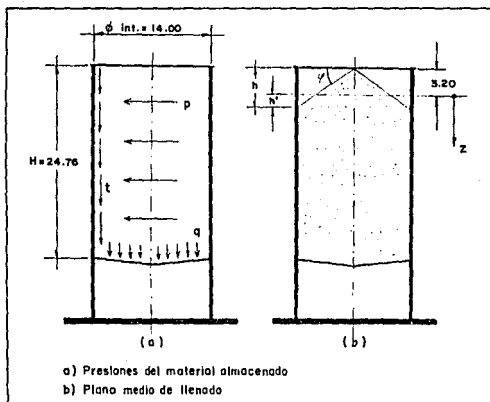


Fig. 16 Plano medio de llenado.

2.2.4 Cálculo de presiones.

2.2.4.1 A profundidad infinita.

a) Llenado:

$$q = \frac{w R_h}{r} = \frac{1.6(3.5)}{0.5(0.49)} = 22.86 \text{ T/m}^2 \quad (\text{presión vertical})$$

$$p = \frac{w R_h}{r} = \frac{1.6(3.5)}{0.49} = 11.43 \text{ T/m}^2 \quad (\text{presión horizontal})$$

$$t = w R_h = 1.6(3.5) = 5.60 \text{ T/m}^2 \quad (\text{fricción muro-material})$$

b) Vaciado:

$$q = \frac{w R_h}{v} = \frac{1.6(3.5)}{0.49} = 11.43 \text{ T/m}^2 \quad (\text{presión vertical})$$

$$p = \frac{w R_h}{v} = \frac{1.6(3.5)}{0.49} = 11.43 \text{ T/m}^2 \quad (\text{presión horizontal})$$

$$t = w R_h = 1.6(3.5) = 5.60 \text{ T/m}^2 \quad (\text{fricción muro-material})$$

2.2.4.1 A profundidad finita.

$$P[z] = p \phi[z] \quad \text{donde} \quad \phi[z] = 1 - e^{-z/z_0}$$

$$\text{a) Llenado: } z_{0r} = \frac{R_h}{r} = \frac{3.5}{0.5(0.49)} = 14.29 \text{ m.}$$

$$\text{b) Vaciado: } z_{0v} = \frac{R_h}{v} = \frac{3.5}{0.49} = 7.14 \text{ m.}$$

La fuerza de tensión en el muro vale:

$$F_{\text{DMA}} = P[z] \Phi_{\text{int}}/2$$

TABLA I CALCULO DE PRESIONES

	h	z	z/z_0	$\phi = 1 - e^{-z/z_0}$	$P(z) = \phi p$
	3.20	0.00	0.00	0.0000	0.0000
	5.20	2.00	0.14	0.1306	1.4930
L	7.20	4.00	0.28	0.2442	2.7910
L	9.20	6.00	0.42	0.3430	3.9195
E	11.20	8.00	0.56	0.4288	4.9005
N	13.20	10.00	0.70	0.5034	5.7533
A	15.20	12.00	0.84	0.5683	6.4947
D	17.20	14.00	0.98	0.6247	7.1393
O	19.20	16.00	1.12	0.6737	7.6997
	21.20	18.00	1.26	0.7163	8.1868
	23.20	20.00	1.40	0.7534	8.6103
	24.76	21.56	1.51	0.7789	8.9019
	3.20	0.00	0.00	0.0000	0.0000
	5.20	2.00	0.28	0.2442	2.7910
V	7.20	4.00	0.56	0.4288	4.9005
A	9.20	6.00	0.84	0.5683	6.4947
C	11.20	8.00	1.12	0.6737	7.6997
I	13.20	10.00	1.40	0.7534	8.6103
A	15.20	12.00	1.68	0.8136	9.2986
D	17.20	14.00	1.96	0.8591	9.8188
O	19.20	16.00	2.24	0.8935	10.2119
	21.20	18.00	2.52	0.9195	10.5090
	23.20	20.00	2.80	0.9392	10.7336
	24.76	21.56	3.02	0.9511	10.8700

2.2.5 Influencias incrementadoras de carga.

La Norma DIN 1055 establece que la formación de bóvedas y su posterior caída producen mayores presiones sobre el fondo. Por tal motivo, las presiones sobre el fondo deben multiplicarse por un coeficiente de seguridad de dos, aunque esta carga no precisa ser necesariamente superior a wz .

Para el caso de un silo de almacenamiento de cemento en el que se utilice el aire insuflado como método de vaciado del material, esta norma establece que la presión de insuflado puede despreciarse debido a que no se han apreciado aumentos de presión considerables.

La ref. [10], establece que no hay que considerar el vaciado excéntrico siempre y cuando se cumpla alguna de estas dos condiciones:

- a) Excentricidad $< \phi_{int}/6$

En nuestro caso la excentricidad = 6 m

$$\phi_{int}/6 = 14/6 = 2.33$$

comparando: $e > \phi_{int}/6$ no se cumple.

- b) Altura del silo $< 2 \phi_{int}$

En el ejemplo $h = 24.76$ m

$$2 \phi_{int} = 2(14) = 28.00 \text{ m}$$

comparando: $h < 2 \phi_{int}$

Por tanto, no debe hacerse ninguna consideración especial por la excentricidad en este caso.

2.2.6 Influencias reductoras de la carga.

Según ref.[10], la presión lateral sobre las paredes y a partir de una altura máxima de $1.2 \phi_{int}$ o bien $0.75 h$, puede reducirse hasta alcanzar en la parte más baja de la celda el valor de la presión de llenado. Por lo tanto:

$$1.2 \phi_{int} = 1.2(14) = 16.80 \text{ m (distancia reductora)}$$

$$0.75 h = 0.75(24.76) = 18.57 \text{ m}$$

comparando: $1.2 \phi_{int} < 0.75 h$

2.2.7 Gráfica de presiones (curva resultante).

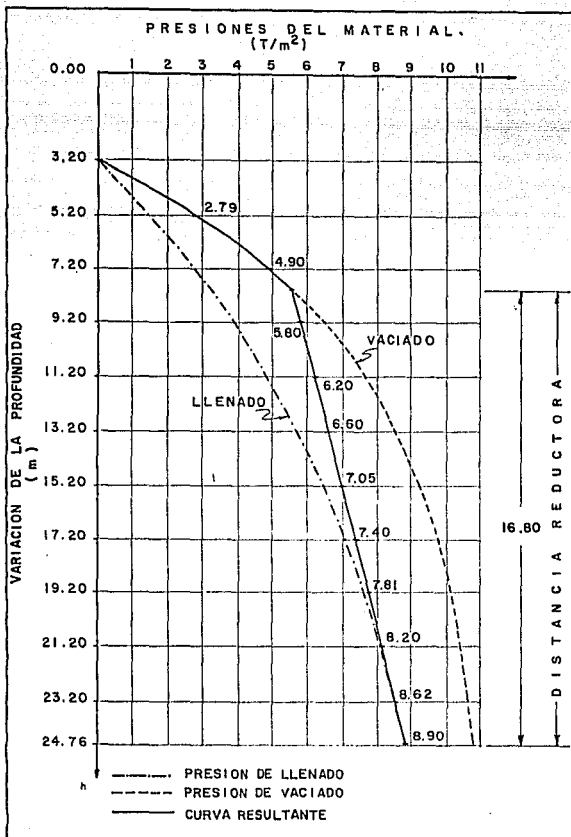


Fig. 17 Gráfica de Presiones.

2.3 Sistema de postensado.

A continuación se describe brevemente el sistema de postensado propuesto para el silo de almacenamiento de cemento.

2.3.1 Características del sistema.

Una unidad de pretensado en postensado estará formada por:

1. Un cable constituido por un haz de alambres de acero de elevado límite elástico. Su denominación es 12 ϕ 7 mm y posee las siguientes propiedades físicas y mecánicas:

Sección:	462 mm ²
Peso:	3.7 kg/m
Fuerza de rotura:	$F_r = 69 \text{ T}$
Esfuerzo de rotura:	$R_g = 150 \text{ kg/mm}^2$

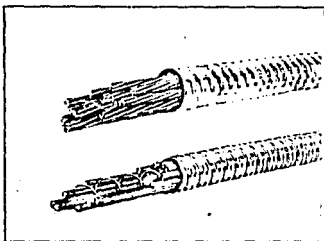


Fig. 16 Cable de postensación.

Debido a la importancia de la obra, del espacio disponible y del plazo de ejecución, se considera necesario que los cables sean producidos en fábrica y entregados a pie de obra por camiones.

2. Un conducto (de fleje laminado, engargolado) destinado a aislar al cable del concreto durante la puesta en tensión. El suministro se hace en tramos de 6 m. y el empalme entre trozos se obtiene con manguitos roscados; la impermeabilidad de la unión se complementa con un arrollamiento de cinta adhesiva.

Para un cable 12#7 es suficiente suministrar un heliducto de 40 mm de diámetro, con un peso de 0.42 kg/m.

Sus principales características son:

- Impermeabilidad al mortero.
- Resistencia al aplastamiento y a la vibración.
- Rigidez necesaria para no flechar entre los estribos.
- Flexibilidad suficiente para curvarse, según el radio del proyecto.
- Fricción: $f = 0.23$ y $b = 0.013$ rad/m.
- Adherencia elevada por su troquelado profundo.



Fig. 19 Heliducto.

Con el fin de evitar la ovalización del heliducto se le dará rigidez introduciendo un tubo de plástico (poliducto) de diámetro ligeramente inferior que se quita después del colado.

3. Un dispositivo de anclaje que se aplica sobre el concreto en cada extremo del cable.

El anclaje recomendable para el cable propuesto esta compuesto de dos elementos:

- a) Un cuerpo de bloque cónico llamado *cono macho* que lleva en su superficie estrías para el alojamiento de los alambres y un orificio central que permite inyectar mortero en el interior del ducto después del tesado del cable. Este elemento es generalmente de concreto desnudo o revestido de carborundum.

- b) Un cuerpo llamado *cono hembra* que presenta una cavidad central de forma cónica; ésta va revestida de un arrollamiento de alambre de acero duro con espiras yuxtapuestas sobre el cual actúan los hilos del cable. Su forma exterior es cilíndrica y construida de concreto fuertemente zunchado.
- c) Eventualmente una placa de repartición de los aceros.

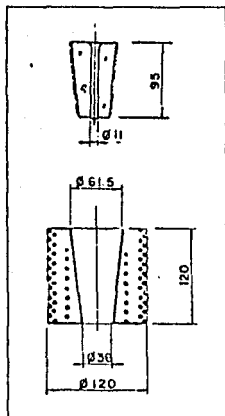


Fig. 20 Anclaje.

4. Equipo de tesado. El tesado de los cables se realiza con un equipo especial adaptado al tipo de armadura en uso. El equipo está constituido por:
 - a) Un gato hidráulico de tesado de triple acción: tesado, bloqueo del cono macho y liberación del cable. Posee un sistema de fijación de alambres por medio de cuñas; además de los circuitos de tensión, de bloqueo y del sistema de desacuñado automático. En la Figura 21 se ilustra su funcionamiento.

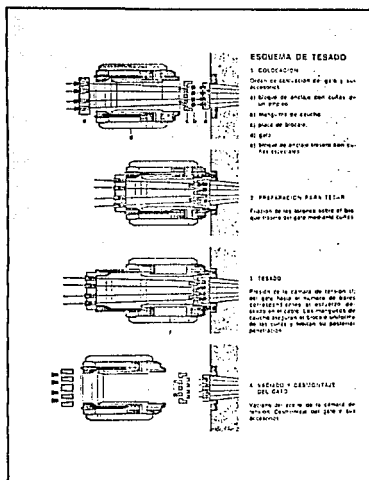


Fig. 21

Las características mecánicas que debe poseer el gato son:

Carrera útil:	300 mm
Peso:	80 kg
Sección de tensión:	157.8 cm ²
Presión máxima:	490 bars

Además debe ser alimentado con agua o aceite.

- b) Una bomba de tesado (manual o eléctrica) capaz de desarrollar presiones de 350 a 650 kg/cm² con mangueras y conexiones.
5. Equipo de inyección. La inyección se hará con bombas especiales manuales o eléctricas que aseguren una operación continua, bajo presiones que varíen de 4 a 8 kg/cm².

2.3.3 Colocación de armaduras de postensión.

En el siguiente esquema se establecen los puntos de tesado y las dimensiones necesarias para el cálculo de pérdidas de presfuerzo.

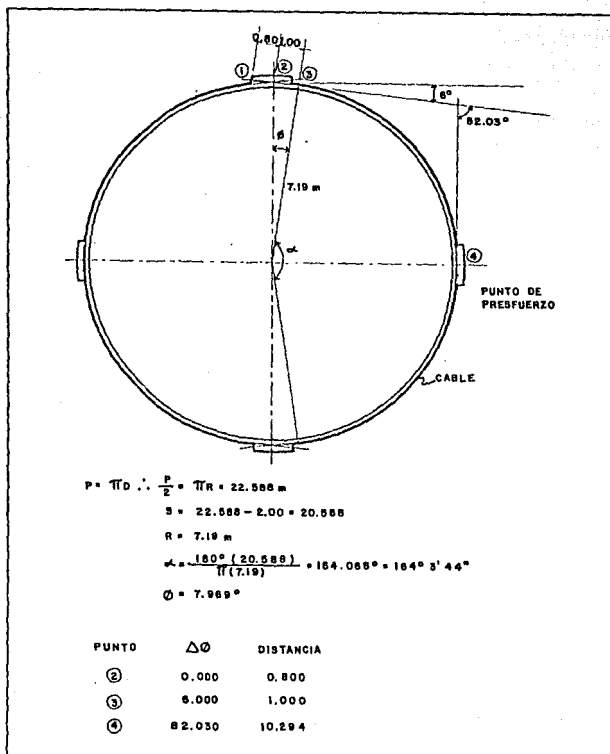


Fig. 22 Disposición de la armadura de presfuerzo.

2.3.4 Pérdidas del presfuerzo.

Para el cálculo de las pérdidas de presfuerzo se utilizó un programa de computadora y únicamente se mostrará el listado de resultados.

PROGRAMA PARA CALCULAR PERDIDAS POR FRICION Y CURVATURA Y ALARGAMIENTOS DE LOS CABLES EN EL TENSADO.

HIPOTESIS DE CALCULO:

ACERO DE PRESFUERZO.

COEFICIENTE DE FRICCION = 0.2000

DESVIACION PARASITA DEL CABLE = 0.0070 RD/MT.

TENSION INICIAL = 130.00 KG/MM2.

ENTRADA DE CONO = 8.50 MM.

ESFUERZO DE RUPTURA DEL CABLE = 160 KG/MM2.

AREA TRANSVERSAL DEL CABLE = 482.00 MM2

% DE RELAJACION DEL ACERO = 5.00 %

CONCRETO.

RESISTENCIA DEL CONCRETO A LOS 28 DIAS = 350 KG/CM2.

MODULO DE ELASTICIDAD INSTANTANEO = 453486.88 KG/CM2.

MODULO DE ELASTICIDAD DE FLUJO = 226744.44 KG/CM2.

MODULO DE ELASTICIDAD INFINITO = 151162.96 KG/CM2.

CONTRACCION DEL CONCRETO = 0.00025

CABLE TIPO CIRCULAR

PUNTO	DIST X METROS	SUMA X METROS	ANGULO GRADOS	SUMA ANG GRADOS	ESF. TX KG/MM2	ALARG. METROS
1	0.00	0.00	0.00	0.00	130.000	0.0000000
2	0.80	0.80	0.00	0.00	129.854	0.0051971
3	1.00	1.80	8.00	6.00	126.985	0.0064210
4	10.29	10.29	82.03	88.03	94.002	0.0568711

						0.0684892
						+ 0.0015000

						0.0699892

EL CABLE ES SIMETRICO Y TENSADO POR DOS LADOS.
ALARGAMIENTO TOTAL = 0.1399783 METROS

INFLUENCIA DEL CONO HASTA X = 7.344 METROS
 ESFUERZO DEL CABLE EN EL PUNTO DE INFLUENCIA = 109.222 KG/MM2

PUNTO	SUMA X METROS	ESF. TX' KG/MM2
1	0.00	88.444
2	0.80	88.590
3	1.80	91.459
E. CONO	7.34	109.222
4	12.09	94.002

PUNTO	COMP. CONCR. KG/CM2	FLUJO CONCRETO KG/MM2	ACORT. ELAST. KG/MM2	CONTRAC. CONCR. KG/MM2	RELAJA- CION KG/MM2	ESF. FINAL KG/MM2	FUERZA CABLE T.M.
1	40.000	3.528	0.882	5.000	0.098	78.936	36.468
2	40.000	3.528	0.882	5.000	0.131	79.049	36.521
3	40.000	3.528	0.882	5.000	0.791	81.258	37.541
CONO	40.000	3.528	0.882	5.000	5.795	94.017	43.436
5	40.000	3.528	0.882	5.000	1.411	83.181	38.430

2.3.4 Fuerza promedio mínima de presfuerzo (Envolvente).

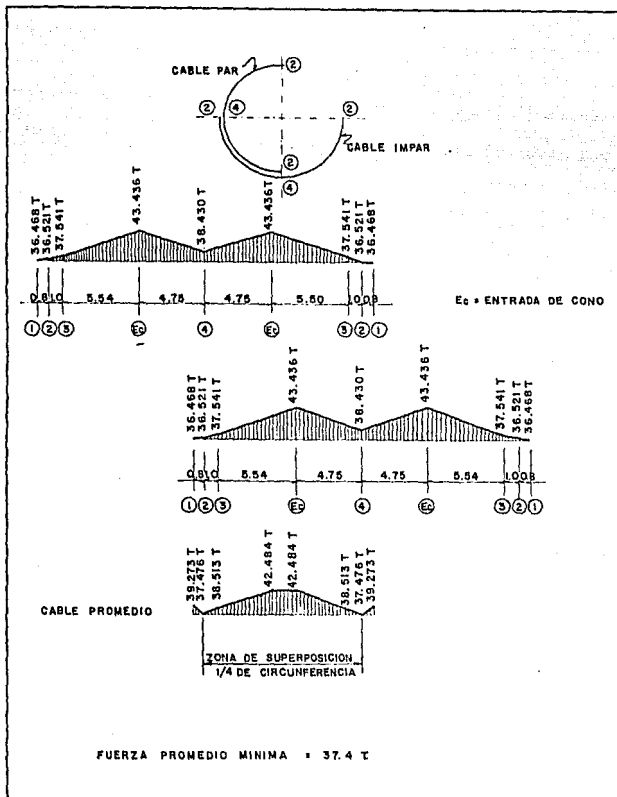


Fig. 23

2.4 Cálculo del espesor del muro.

Según la ref.[12], el espesor del muro de un silo con tendones ahogados no debe ser menor a 20 cm, ni menor que la suma de h_i calculada con la siguiente ecuación más el diámetro exterior del ducto ahogado más el recubrimiento del concreto.

$$h_i = \frac{D(\text{máx } P_{\text{dta},i})}{2(0.6 f'_{ci})}$$

siendo:

- D : Diámetro interior del silo.
- $P_{\text{dta},i}$: Presión unitaria debida a la fuerza de presfuerzo inicial circunferencial = $p_{\text{dta}} f_{si}/f_{se}$
- P_{dta} : Presión unitaria horizontal de diseño debida al material almacenado.
- f_{si} : Presfuerzo inicial promedio (antes de las pérdidas a largo plazo).
- f_{se} : Esfuerzo efectivo en el refuerzo presforzado (después de considerar todas las pérdidas de presfuerzo).
- f'_{ci} : Resistencia a la compresión del concreto al momento del presfuerzo inicial.

Entonces, por lo anterior, el espesor debe cumplir las condiciones siguientes:

$$h_o \geq 20 \text{ cm}$$

$$h_o \geq h_i + \phi_{\text{ext ducto}} + \text{recubrimiento}$$

Cálculo de h_i :

$$D = 1400 \text{ cm}$$

$$p_{\text{dta}} = 0.89 \text{ kg/cm}^2$$

de la tabla I

$$f_{si} = 9129.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{se} = 8111.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_{ci} = 350 \text{ kg/cm}^2$$

sustituyendo:

$$h_i = \frac{1400[0.89(9129.6)/8111.5]}{2(0.6)(350)} = 3.34 \text{ cm}$$

$$\Phi_{\text{ext ducto}} = 5.00 \text{ cm}$$

$$\text{recubrimiento } r = 2(4.0) \text{ cm} = 8.00 \text{ cm}$$

$$h_o = 3.34 + 5.0 + 8.0 = 16.34 \text{ cm}$$

comparando: $h_o < 20 \text{ cm}$ no cumple especificación.

Es posible considerar un espesor del muro de 20 cm; pero si con este valor se hiciese el estudio de los efectos del peso propio y del material almacenado, la sección transversal sería insuficiente para resistir el esfuerzo normal producido, siendo éste mayor que el esfuerzo admisible. Por lo tanto, se considera que el espesor del muro será de 25 cm, valor que es aceptable.

$$h_o = 25 \text{ cm}$$

2.5 Efectos de la temperatura.

En el cálculo de los efectos de la temperatura se considera que el espesor del muro vale 25 cm, las temperaturas exterior e interior valen 10°C y 125°C, respectivamente.

De la ref. [11], el gradiente térmico se determina con la siguiente expresión:

$$t = \frac{h_o \cdot \Delta T}{0.35 + h_o}$$

siendo:

$$\Delta T = T_i - T_o$$

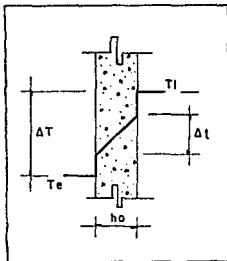


Fig. 24 Espesor de muro.

sustituyendo:

$$t = \frac{0.25(125-10)}{0.35 + 0.25} = 47.92^{\circ}\text{C}$$

El momento producido por el gradiente de temperatura es:

$$M_t = \frac{E_c^t \cdot a \cdot \Delta t \cdot h_o^2}{12} \quad (\text{kg-m/m})$$

donde:

$E_c^t = \lambda \cdot E_c$: módulo de elasticidad del concreto.
 $a = 10^{-5}$: coef. de dilatación lineal del concreto.
 $h_o = 25$: espesor del muro.
 $t = 47.92^{\circ}\text{C}$: gradiente térmico.

De la ref.[16], para $T_1 = 125^{\circ}\text{C}$, $\lambda = 0.8$; entonces:

$$E_c^t = 0.8(7000)/350 = 104766 \text{ kg/cm}^2$$

sustituyendo:

$$M_t = 104766(10^{-5})(47.92)(25^2)/12 = 2615 \text{ kg m/m}$$

Los esfuerzos producidos son:

$$\sigma_t = \pm \frac{6 M_t}{b h_o^2} = \pm \frac{6(2.62)}{1(0.25)} = \pm 251 \text{ T/m}^2$$

Si no queremos que aparezcan tensiones en las fibras externas del muro tenemos que comprimir la sección (Fig. 25) con una fuerza:

$$F_{\text{tem}} = \sigma_t h_o = 251(0.25) = 62.75 \text{ T/m}$$

2.6 Presión residual.

A fin de lograr una estanqueidad en el muro del silo, se creará una compresión residual permanente mínima de 7 kg/cm^2 para mantener el material seco. Para lograr dicho efecto se dará un presfuerzo adicional cuyo valor será:

$$F_{\text{est}} = 70 \text{ t/m}^2(0.25 \text{ m}) = 17.5 \text{ T/m}$$

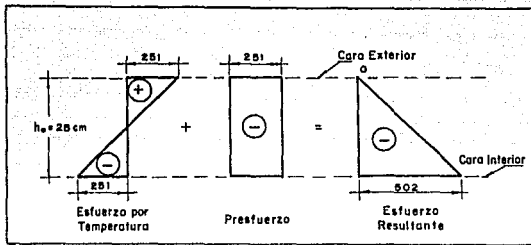


Fig. 25

2.7 Dimensionamiento del sistema de postensado.

En la siguiente tabla superponemos las fuerzas de tensión originadas por la presión del material, la temperatura y la presión residual para determinar: primero, la fuerza de presfuerzo necesaria para lograr el equilibrio y, segundo, el número de anillos de presfuerzo por metro lineal y sus respectivas separaciones.

Z (m)	F _{pm} (T/m)	F _{tem} (T/m)	F _{est} (T/m)	F _{tr} (T)	S _a (cm)	N _a	F _E (T)
0.00- 3.20	0.00	62.75	17.50	256.80	45	7	261.80
3.20- 5.20	19.53	62.75	17.50	199.56	39	6	224.40
5.20- 7.20	34.30	62.75	17.50	229.10	28	7	261.80
7.20- 9.20	40.60	62.75	17.50	241.70	28	7	261.80
9.20-11.20	43.40	62.75	17.50	247.30	28	7	261.80
11.20-13.20	46.20	62.75	17.50	252.90	28	7	261.80
13.20-15.20	49.35	62.75	17.50	259.20	28	7	261.80
15.20-17.20	51.80	62.75	17.50	264.10	27	8	299.20
17.20-19.20	54.67	62.75	17.50	269.84	25	8	299.20
19.20-21.20	57.40	62.75	17.50	275.30	25	8	299.20
21.20-23.20	60.34	62.75	17.50	281.18	25	8	299.20
23.20-24.76	62.30	62.75	17.50	285.10	19	8	299.20

F_{tr}: Fuerza total requerida; S_a: separación de anillos; N_a: # de anillos;
 F_E: Capacidad de presfuerzo

2.8 Efectos del sismo.

Para estudiar los efectos del sismo, consideraremos al silo como un tubo de concreto cuya deformación debido a las vibraciones comienzan a ser sensibles cuando emerge del suelo.

2.8.1 Cálculo del período de vibración.

De acuerdo a las refs.[13 y 19], estando la masa repartida en toda su altura y designando por:

h : altura del prisma.

W : peso por unidad de longitud.

I : momento de inercia de su sección.

E : módulo de elasticidad del material del cilindro (corta duración).

el período de vibración vale:

$$T = 1.79 h^2 \sqrt{\frac{W}{gEI}}$$

sustituyendo:

$$h = 32.30 \text{ m}$$

$$W = [\pi(7.25^2 - 7.00^2) + 0.25(1.50)(4)]2.5 = 31.73 \text{ T/m}$$

$$I = \pi(14.50^4 - 14.00^4)/64 = 284.17 \text{ m}^4$$

$$E = 21000 \sqrt{f'_c} = 21000\sqrt{3500} = 392874 \text{ kg/cm}^2 \text{ (corta duración)}$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$T = 1.79(32.30^2) \sqrt{\frac{31.73}{9.81(3928740)(284.17)}} = 0.101 \text{ s}$$

2.8.2 Nivel de la base.

Para las vibraciones originadas por el sismo, el nivel de la base es aquél en cual las deformaciones relativas son despreciables. En nuestro caso se tomará el nivel del suelo, ya que la rigidez que presenta el cilindro cuando se haya enterrado es muy superior al del cilindro en una situación contraria.

2.8.3 Clasificación de la estructura.

Según el Manual de CFE, la estructura se considera incluida en el Grupo B y es del Tipo 1, por lo tanto, $Q = 3$.

2.8.4 Espectro de diseño.

Para trazar el espectro de diseño se supone que la estructura se haya ubicada en la zona sísmica B, que corresponde a un terreno compresible. El Manual de CFE proporciona los parámetros que definen al espectro:

$$a = a_0 + \frac{c - a_0}{T_1} T \quad \text{para } 0 < T < T_1$$

$$a = c \quad \text{para } T_1 < T < T_2$$

$$a = c \left[\frac{T_2}{T} \right]^r \quad \text{para } T > T_2$$

siendo para la zona B:

$$\begin{aligned} c &= 0.24 \\ a_0 &= 0.06 \\ T_1 &= 0.80 \\ T_2 &= 3.30 \\ r &= 1.00 \end{aligned}$$

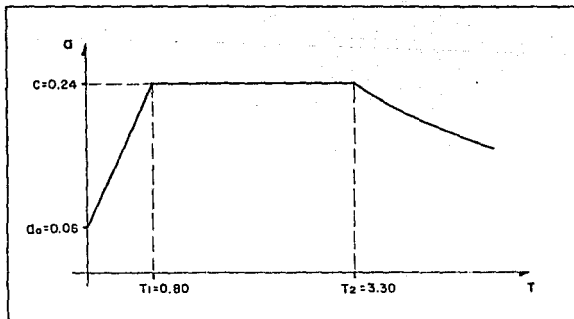


Fig. 28 Espectro de diseño.

2.8.5 Método de cálculo.

Para calcular las fuerzas sísmicas se empleará el Análisis Estático descrito en la ref.[15]. Asimismo, la fuerza sísmica en cada nivel vale:

$$F_i = \frac{W_i}{W_i h_i} \frac{c}{Q} W_i h_i$$

Sin embargo, si tomamos en cuenta el valor aproximado del período natural de vibración T , calculado en 2.8.1, y de acuerdo con la ref.[15], la expresión precedente cambiará a:

$$F_i = \frac{W_i}{W_i h_i} \frac{a}{Q'} W_i h_i$$

siendo:

$$a = a_0 + \frac{c - a_0}{T_1} T$$

$$Q' = 1 + (Q-1) \frac{T}{T_1}$$

Si $T = 0.10 \text{ s} < T_1 = 0.50 \text{ s}$, entonces: $a = 0.083$ y $Q' = 1.251$

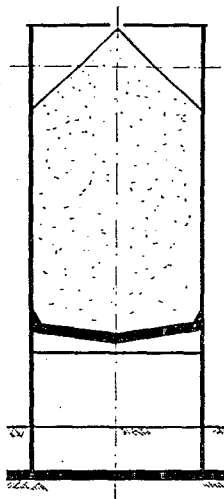
2.8.6 Cargas.

Tapa del silo	=	125 T
Pared del silo	=	31.73 T/m
Fondo del silo	=	450 T
Material almacenado	=	$0.8[\pi(14^2)(1.60)/4] = 197.04 \text{ T/m}$
Equipo	=	el peso relativo es despreciable.

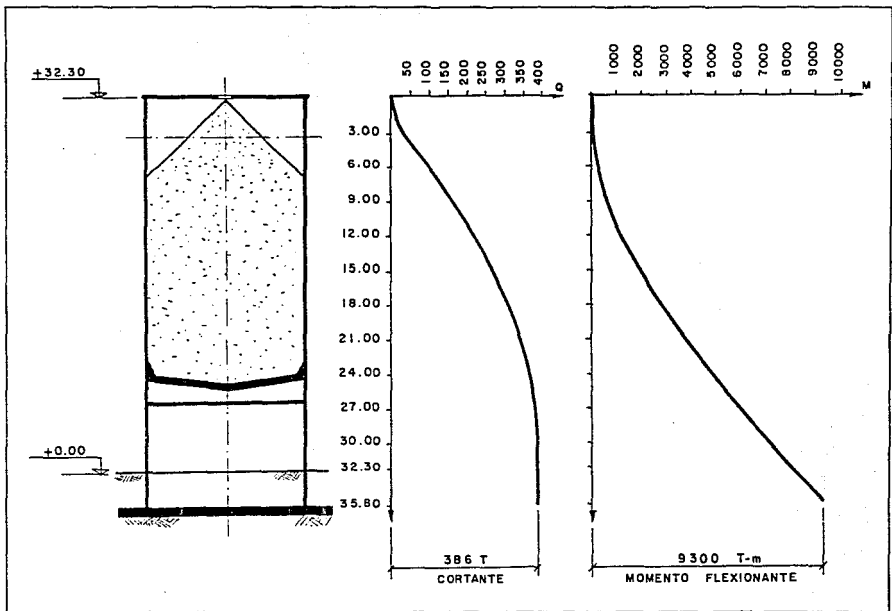
Para determinar el peso del material almacenado se considera el plano medio de llenado y, además, la especificación del ACI-313 referente a la disminución de dicho peso.

2.8.7 Centroides.

Se supone que las cargas actúan en a la mitad de cada franja.



Dh (m)	hi (m)	W _{silo} (T)	W _{mat} (T)	W _{tot} (T)	W _i *hi (T-m)	F _i (T)	Q _i (T)	M _i (T-m)
3.00	30.80	220.19	0.00	220.19	6781.85	25.87	25.87	38.81
3.00	27.80	95.19	551.71	646.90	17983.52	68.61	94.48	219.33
3.00	24.80	95.19	591.12	686.31	17020.49	64.93	159.41	600.17
3.00	21.80	95.19	591.12	686.31	14961.56	57.08	216.49	1164.02
3.00	18.80	95.19	591.12	686.31	12902.63	49.22	265.71	1887.32
3.00	15.80	95.19	591.12	686.31	10843.70	41.37	307.08	2746.50
3.00	12.80	95.19	591.12	686.31	8784.77	33.51	340.59	3718.01
3.00	9.80	95.19	591.12	686.31	6725.84	25.66	366.25	4778.27
3.00	6.80	545.19	149.75	694.94	4725.59	18.03	384.28	5904.06
3.00	3.80	95.19	0.00	95.19	361.72	1.38	385.66	7058.97
2.30	1.15	72.98	0.00	72.98	83.93	0.32	385.98	7929.60
3.50		111.06					385.98	9297.29
				5848.06	101175.69			



2.9 Efecto del viento.

2.9.1 Problema de resonancia.

La velocidad crítica que produce resonancia en las estructuras de forma cilíndrica vertical esta definida por la siguiente expresión, según ref.[16]:

$$V_{cr} = \frac{D_o}{T \delta}$$

donde:

D_o : diámetro exterior del muro.

T : período natural de vibración.

δ : número de Strouhal = 0.20

sustituyendo:

$$V_{cr} = \frac{14.50}{0.10(0.20)} = 721.30 \text{ m/s}$$

El valor de la velocidad crítica obtenido es muy elevado en comparación con los valores normales de la velocidad del viento; por lo tanto, no existe el peligro de que la estructura entre en resonancia debido a los efectos del viento.

2.9.2 Presión del viento.

Según la ref.[13], los valores de la presión dinámica del viento está dada por:

$$T = c_t \cdot \beta \cdot q \cdot D_o$$

donde:

T : fuerza de arrastre.

c_t : coeficiente de arrastre.

β : factor de carga por efectos dinámicos.

q : presión dinámica del viento.

D_o : diámetro exterior.

En base a lo establecido por la ref.[13], se calculan los valores de c_t y β .

a) Cálculo de c_t .

$$c_t = \Gamma c_{t0}$$

$$\Gamma = f(\lambda)$$

$$\lambda = \frac{h}{D_o} = \frac{32.30}{14.50} = 2.23$$

De la Tabla R-III-10 y con , se obtiene: $\Gamma = 0.992$ (Anexo III).

Debido a que la estructura tiene forma cilíndrica de base circular con nervaduras (puntos para el postensado), cuyas salientes están entre $0.01 D_o$ y $0.10 D_o$, se considera que el valor de c_{t0} es igual a 0.75, valor asignado a las estructuras de la Categoría IV, según la Tabla VII del Anexo III.

Por consiguiente:

$$c_t = 0.992(0.75) = 0.744$$

b) Cálculo de β .

$$\beta = \theta(1+\xi\tau)$$

siendo:

θ : coeficiente global dependiente del tipo de estructura.

ξ : fracción del amortiguamiento crítico.

τ : coeficiente de pulsación.

Determinación de θ : Según el Art. 1,511 de la ref.[13], debido a que el silo tiene forma prismática de base circular, el valor de θ es igual a 1 (Anexo III).

Determinación de ξ : En la fig. R-III-3 del Anexo III, se observa que $\xi = f(T)$, asimismo con $T = 0.10$ s y para una estructura de concreto se obtiene que ξ es igual a 0.15.

Determinación de τ : De la Tabla R-III-4 del Anexo III, para una altura del silo $h = 32.30$ m, se obtiene que τ es igual a 0.327.

Sustituyendo valores se tiene:

$$\beta = 1[1 + 0.15(0.327)] = 1.049$$

c) Valores de q .

En este estudio se toman los valores propuestos en la ref.[14].

Altura. [m]	Presión. [kg/cm ²]
0 - 9	75
9 - 15	100
15 - 30	125
30 - 150	150

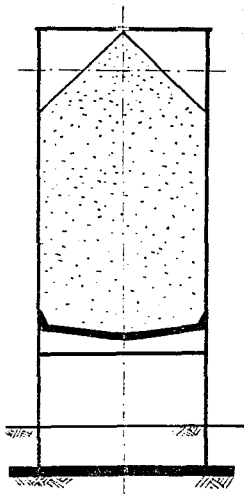
Sustituyendo los parámetros obtenidos, la fuerza de empuje por efecto del viento, seá:

$$T_i = 0.744(1.049)(14.50) q_i$$

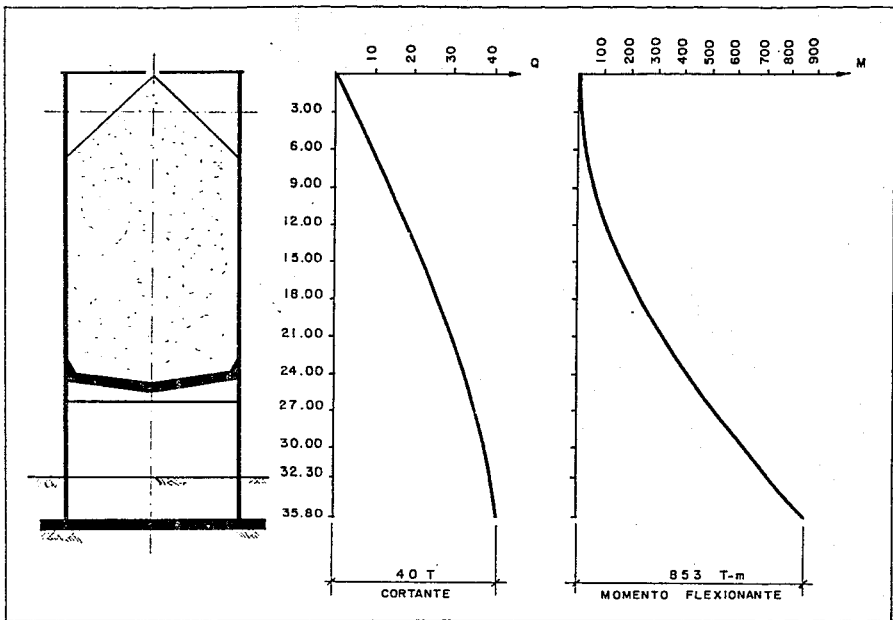
siendo:

q_i : nivel.

2.9.2 Cálculo de sollicitaciones.
2.9.3.1 Sollicitaciones globales.



Dh (m)	hi (m)	Ti (t/m)	Fi (t)	Qi (t)	Mi (t-m)
3.00	30.60	1.6316	4.895		
3.00	27.60	1.4146	4.244	4.895	7.3425
3.00	24.80	1.4146	4.244	9.139	28.3935
3.00	21.80	1.4146	4.244	13.383	62.1765
3.00	18.80	1.4146	4.244	17.627	108.6915
3.00	15.60	1.3486	4.046	21.871	167.9385
3.00	12.80	1.1317	3.395	25.917	239.6205
3.00	9.80	1.0657	3.197	29.312	322.464
3.00	6.80	0.8488	2.546	32.509	415.1955
3.00	3.80	0.8488	2.546	35.055	516.5415
2.30	1.15	0.8487	1.952	37.601	625.5255
3.50				39.553	714.2526
					852.6881

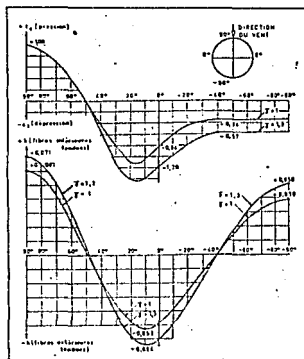
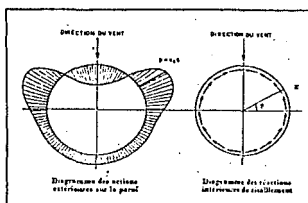


2.9.3.3 Solicitaciones locales.

La acción no uniforme del viento origina la presencia de momentos locales de ovalización en las paredes del silo. De acuerdo con las refs. [13, 16], el valor de estas solicitaciones se obtiene con:

$$M_p = k \cdot q \cdot D_m^2$$

En 2.9.2 a), se determinó que $\Gamma = 0.992$; con éste valor y empleando la gráfica mostrada, se obtiene:



a) Fibra exterior en tensión:

$$M_p = -0.05271(14.50_2) q$$

b) Fibra interior en tensión:

$$M_p = +0.06073(14.50^2) q$$

ALTURA (m)	Mp (T-m) Exterior en tensión	Mo (T-m) Interior en tensión
0 - 9	- 0.835	+ 0.960
9 - 15	- 1.110	+ 1.280
15 - 30	- 1.385	+ 1.600
30 - 150	- 1.665	+ 1.915

2.10 Resumen de solicitaciones.

2.10.1 Efectos globales.

1. Carga axial.

Silo vacío = 920 T

Silo lleno = 6230 T

2. Momento flexionante.

Sismo = 5905 T m

Viento = 520 T m

3. Fuerza cortante.

Sismo = 385 T

Viento = 35 T

2.10.2 Efectos locales.

1. Sentido vertical.

$M_t = 2.62 \text{ T m/m}$ (fibra exterior en tensión).

2. Sentido transversal.

a) $M_t = 2.62 \text{ T m/m}$ (fibra exterior en tensión).

b) $M_p = -0.83 \text{ T m}$ (fibra exterior en tensión).

$M_p = +0.96 \text{ T m}$ (fibra interior en tensión).

2.11 Verificación de esfuerzos.

La revisión de esfuerzos se hace con el Método de Esfuerzos Admisibles ó de Trabajo desarrollado en la referencia [16] (Anexo IV).

Para la revisión de esfuerzos se han elegido las combinaciones de cargas de servicio que tienen una alta probabilidad de presentarse durante la vida útil de la estructura. Cada combinación es compatible con alguna de las siguientes expresiones:

$$C_u = S_m + S_v$$
$$C_u = S_m + S_v + S_a$$

siendo:

- C_u : combinación de cargas de servicio.
- S_m : acciones permanentes (carga muerta).
- S_v : acciones variables (carga viva).
- S_a : acciones accidentales (sismo o viento).

2.11.1 Estudio de los efectos del peso propio y del material almacenado.

1. Evaluación de esfuerzos.

$$\sigma_b = \frac{P}{A}$$

$$P = 6230 \text{ T (silo lleno)}$$

$$A = \frac{1}{4}\pi(14.5^2 - 14^2) + 0.25(1.50)(4) = 12.69 \text{ m}^2$$

$$\sigma_b = \frac{6230}{12.69} = 491 \text{ T/m}^2 \approx 50 \text{ kg/cm}^2$$

2. Esfuerzos admisibles.

$$\bar{\sigma}_b = \alpha\beta\gamma\delta \sigma_{2s} \quad \text{En compresión pura } \alpha\beta\gamma=1 \text{ y } \delta=0.3, \text{ según } 2.12 \text{ Anexo IV.}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.3(350) = 105 \text{ kg/cm}^2$$

comparando: $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$

2.11.2 Estudio de los efectos del peso propio, material almacenado, viento medio y sismo.

2.11.2.1 Sentido vertical.

1. Evaluación de esfuerzos.

Para la determinación de esfuerzos utilizaremos las Tablas 1 a 5 del Anexo IV. Estas Tablas se basan en los métodos clásicos para el cálculo de secciones de concreto armado sujetas a flexión compuesta.

Considerando el equilibrio de fuerzas y momentos y en función de las sollicitaciones exteriores (M y V), del porcentaje total de acero w_t se obtienen valores de esfuerzos σ_{bm} en el concreto y σ'_a en el acero. El esfuerzo σ_{bm} representa el esfuerzo máximo en la superficie media del cascarón o muro de concreto.

Sollicitaciones: $V = 6320 \text{ T}$ (carga axial)
 $M = 520 + 5905 = 6425 \text{ T m}$ (momento flexionante)
 $H = 33 + 384 = 417 \text{ T}$ (fuerza cortante)

Según Anexo IV, cuando la estructura no presenta aberturas en su superficie ($\theta = 0^\circ$) el parámetro $\theta = 180^\circ$, lo que indica que la sección está enteramente comprimida. Asimismo el esfuerzo en el concreto se determina con:

$$\sigma_{bm} = \frac{V}{B_h} \left[1 \pm \frac{2M}{V R_m} \right]$$

siendo:

B_h : sección homogeneizada del concreto = $A_c + n A_s$

A_c : área de concreto.

A_s : área de acero.

n : coeficiente de equivalencia = 15

considerando varillas $1/2" @ 40 \text{ cm}$ ambas caras se tiene:

$$\% \text{ total de rfzo. } w_t = \frac{w}{100} + \frac{cw}{100}$$
$$w_t = 0.127 + 0.127 = 0.254$$

$$A_s = (114 + 111)1.27 = 285.75 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 0.25 \pi (1450^2 - 1400^2) = 111.92 \times 10^3 \text{ cm}^2$$

$$A_s/A_c = 285.75/111.92 \times 10^3 = 0.003$$

por lo tanto no se descontará el área de acero.

$$Bh = 111,92 \times 10^3 + 15 \times 285,75 = 116,21 \times 10^3$$

$$\sigma_{bm} = \frac{6320 \times 10^3}{116,21 \times 10^3} \left[1 \pm \frac{2(642,5 \times 10^3)}{6320 \times 10^3 (7,125)} \right] = 70 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo de compresión en el acero vale:

$$\sigma'_a = 15(70) = 1050 \text{ kg/cm}^2$$

2. Esfuerzos admisibles.

Según 2.12 del Anexo IV se tiene

Concreto:

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \Gamma \delta \sigma_{28} ; \alpha \beta \Gamma = 1$$

$$\delta = 0,3 \left(1 + \frac{2M}{3VR_m} \right)$$

$$\delta = 0,3 [1 + 0,095]$$

$$\delta = 0,33$$

$$= 1, \text{ ya que } = 180 .$$

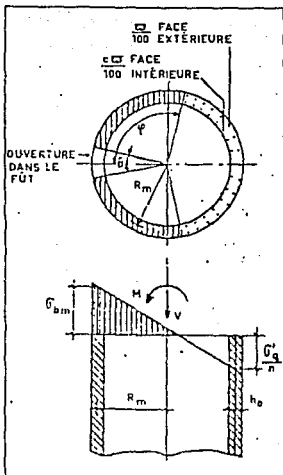
$$\bar{\sigma}_b = (0,33)(350) = 115 \text{ kg/cm}^2$$

Acero:

Siendo $k = 50000$ y en función del diámetro del armado, se supondrá que $\bar{\sigma}'_k = 2100 \text{ kg/cm}^2$.

$$\bar{\sigma}'_s = 9(2100)/8 = 2360 \text{ kg/cm}^2$$

comparando: $\sigma_{bm} < \bar{\sigma}_b$ y $\sigma'_a < \bar{\sigma}'_s$.



2.11.2.2 Sentido transversal.

1. Evaluación de Esfuerzos.

Si proponemos al siguiente armado transversal con varillas 3/4" @ 40 cm ambas caras se tiene:

$$\% \text{ total de rfzo. } W_t = \frac{w}{100} + \frac{cw}{100}$$

$$W_t = 0.285 + 0.285 = 0.57$$

con $c=1$ y $h/h_o = 0.8$

a) Efecto de los momentos de ovalización.

Con $w = 0.285$, $h/h_o = 0.8$ y $c=1$ (armado simétrico) del Abacos 1 (Anexo IV), se tiene: $a = 0.285$ y $F = 54$.

a1). Fibras exteriores en tensión.

$$M_p = 835 \text{ kg m/m}$$

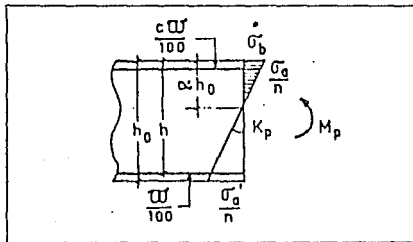
$$M_p F = 835(54)$$

$$K_p = \frac{M_p F}{h_o^3} = \frac{835(54)}{25^3} = 2.89 \text{ kg/cm}^3$$

$$\sigma_b = K_p a h_o = 2.89(0.219)(25) = 16 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_a = n K_p h_o \left(\frac{h}{h_o} - a \right) = 15(2.89)(25)(0.8 - 0.219) = 630 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = n K_p h_o \left(a + \frac{h}{h_o} - 1 \right) = 15(2.89)(25)(0.219 + 0.8 - 1) = 21 \text{ kg/cm}^2$$



a2). Fibras interiores en tensión.

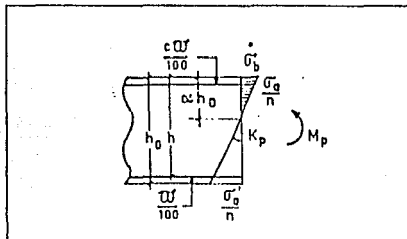
$$M_b = 960 \text{ kg m/m}$$

$$K_p = \frac{M_p F}{h_o^3} = \frac{960(54)}{25^3} = 3.32 \text{ kg/cm}^3$$

$$\sigma_b = K_p a h_o = 3.32(0.219)(25) = 18 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_a = n K_p h_o \left(\frac{c \Omega'}{100} - a \right) = 15(3.32)(25)(0.8 - 0.219) = 723 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = n K_p h_o \left(a + \frac{c \Omega'}{100} - 1 \right) = 15(3.32)(25)(0.219 + 0.8 - 1) = 24 \text{ kg/cm}^2$$



b). Efecto del esfuerzo cortante.

$$\sigma'_a = \frac{100 H}{1.6 W_t h_o D_a} = \frac{100(420000)}{1.6(0.57)(25)(1425)} = 1293 \text{ kg/cm}^2$$

c). Esfuerzos máximos de tensión.

Superponiendo los esfuerzos por momentos de ovalización a los esfuerzos por cortante, se obtiene:

1). Fibras exteriores en tensión.

$$\sigma'_a = 630 + 1293 = 1923 \text{ kg/cm}^2$$

2). Fibras interiores en tensión.

$$\sigma'_a = 723 + 1293 = 2016 \text{ kg/cm}^2$$

2. Esfuerzos admisibles.

Concreto: $\bar{\sigma}_b = 115 \text{ kg/cm}^2$ segun 2.12 Anexo IV

Acero: $\bar{\sigma}'_s = 2360 \text{ kg/cm}^2$

comparando: $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$ $\sigma'_s < \bar{\sigma}'_s$

2.11.3 Estudio de los efectos del peso propio, material almacenado, sismo, viento y temperatura.

2.11.3.1 Sentido vertical.

1. Esfuerzos de Trabajo.

a). Cara de sotavento (compresión máxima).

$$K_t = \frac{E_c t}{h_o} = \frac{104766(10^{-5})(115)}{25} = 4.82 \text{ kg/cm}^2$$
$$\frac{\sigma_{b\max}}{K_t h_o} = \frac{4.82(25)}{4.82(25)} = 0.58$$

De 2.11.2.1 $c=1$, $w=0.127$ y $h/h_o = 0.8$. Del Abaco No. 7, se obtiene que $a = 1.06 > 1$; por lo tanto la sección está enteramente comprimida (Caso B).

$$\sigma_b = K_t a h_o = 4.82(1.06)(25) = 128 \text{ kg/cm}^2$$
$$\sigma_{se} = n K_t h_o (a + \frac{h}{h_o}) = 15(4.82)(25)(1.06 + 0.8) = 470 \text{ kg/cm}^2$$
$$\sigma_{be} = K_t h_o (a - 1) = 4.82(25)(1.06 - 1) = 7 \text{ kg/cm}^2$$
$$\sigma_s = n K_t h_o (a + \frac{h}{h_o} - 1) = 15(4.82)(25)(1.06 + 0.8 - 1) = 1554 \text{ kg/cm}^2$$

b). Cara de barlovento (compresión mínima).

Considerando $\sigma_{b\min} = 39 \text{ kg/cm}^2$

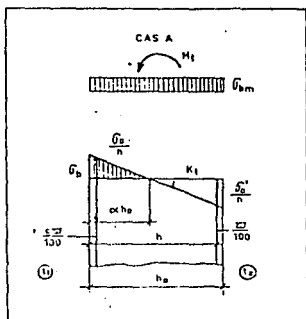
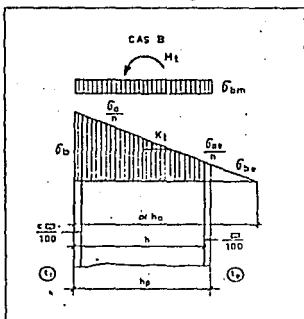
$$\frac{\sigma_{b\min}}{K_t h_o} = \frac{39}{4.82(25)} = 0.32$$

Con $w = 0.127$ y $c=1$ se emplea el Abaco No.7, obteniéndose $a = 0.80 < 1$; por lo tanto se considera que la sección está parcialmente comprimida y parcialmente tensada (Caso A). La distribución de esfuerzos será:

$$\sigma_b = K_t a h_o = 4.82(0.80)(25) = 96 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_a = n K_t h_o \left(\frac{c}{h_o} - a \right) = 15(4.82)(25)(0.8 - 0.8) = 0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = n K_t h_o \left(a + \frac{c}{h_o} - 1 \right) = 15(4.82)(25)(0.8 + 0.8 - 1) = 1085 \text{ kg/cm}^2$$



2. Esfuerzos admisibles.

Se ha supuesto que $T_1 = 125^\circ\text{C} > 100^\circ\text{C}$; en consecuencia se se deben disminuir los esfuerzos admisibles previstos por la ref. [16] mediante un factor igual a 0.94 .

Concreto: $\alpha\beta\Gamma=1$; $\delta=0.33$; $\gamma=1$; con $w=0.127$ y $a=1.06$ de la fig. 3.4 Anexo IV $\delta_1=1.38$

$$\bar{\sigma}_b = 0.94 \alpha\beta\Gamma\delta_1\delta \sigma_{2b} ;$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.94(0.33)(1.38)(350) = 150 \text{ kg/cm}^2$$

Acero: $\bar{\sigma}'_a = 2360 \text{ kg/cm}^2$

comparando: $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$ $\sigma'_a < \bar{\sigma}'_a$

2.12 Efectos del pretensado por postensión.

Siempre que un tendón es tensado se origina un momento flexionante vertical, debido al movimiento del muro hacia el centro del silo en la porción del tendón, en tanto que el muro, a cierta distancia arriba o abajo del tendón no resulta afectado, relativamente. El momento flexionante vertical también es causado durante el presfuerzo por la restricción al movimiento del muro hacia el centro del silo, originado por la cimentación, losa de fondo, techos no corredizos, etc. Estos momentos flexionantes deben considerarse en el diseño.

Sin embargo, lo visto hasta aquí no toma en cuenta la conexión que existe entre el cilindro de concreto (paredes) y la losa de fondo cuando se producen las sollicitaciones.

A título de ejemplo se considera una presión de tipo hidrostática actuando sobre un cilindro con una losa de fondo.

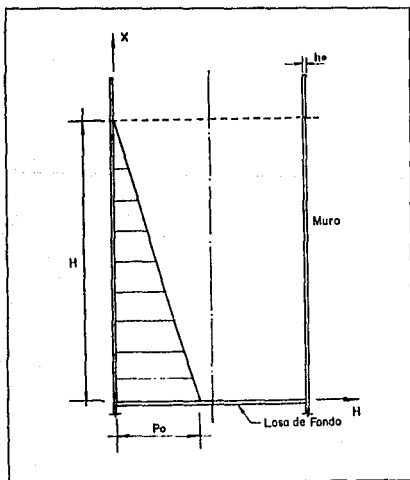


Fig. 30 Presiones Hidrostáticas.

De la ref.[20], se sabe que se pueden analizar dos casos:

Caso 1. Si el cilindro está articulado al fondo se presentan los momentos flexionantes verticales y fuerzas cortantes mostradas en los diagramas siguientes:

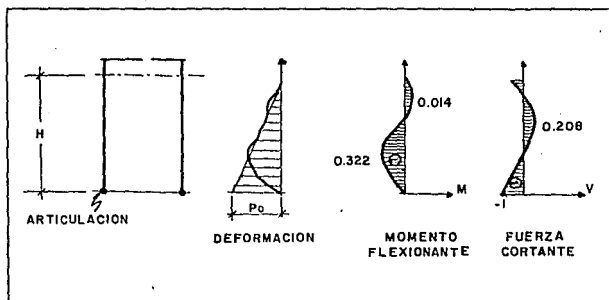


Fig 31. Sitio articulado.

Las sollicitaciones máximas están determinadas por:

$$M_{\text{máx}} = 0.322 \frac{P_o}{2 \beta^2}$$

$$T_{\text{máx}} = \frac{P_o}{2 \beta^2}$$

siendo:

$M_{\text{máx}}$: momento flexionante vertical máximo.

$T_{\text{máx}}$: fuerza cortante máxima.

P_o : presión de tipo hidrostática.

$$\beta = \left[\frac{E h_0}{4 D r^2} \right]^{1/4}$$

E : módulo de elasticidad del concreto.

h_0 : espesor del muro.

$$D : \text{rigidez a la flexión de una placa} = \frac{E h_0^3}{12(1-\nu^2)}$$

ν : relación de Poisson = 0.20

r : radio interior del silo.

Caso 2. Si el cilindro está empotrado en la base de una losa rígida se obtiene lo siguiente:

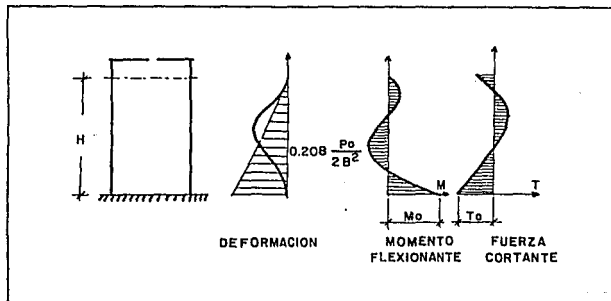


Fig. 32 Silo empotrado.

$$M_0 = \frac{P_0}{2 \beta^2} \left[1 - \frac{1}{\beta H} \right]$$

$$T_0 = \frac{P_0}{2 \beta^2} \left[2 - \frac{1}{\beta H} \right]$$

La estructura en estudio presenta una realidad intermedia entre los casos descritos de acuerdo con la relación de rigidez muro-losa. Es decir, si se provee en el sentido horizontal de la cantidad de presfuerzo (anillos), necesario para

además el silo se encuentra vacío entonces se presenta el estado de solicitaciones del caso 2; si a continuación actúa la carga interior (silo lleno), la estructura se equilibra internamente presentándose así el estado de solicitaciones del caso 1.

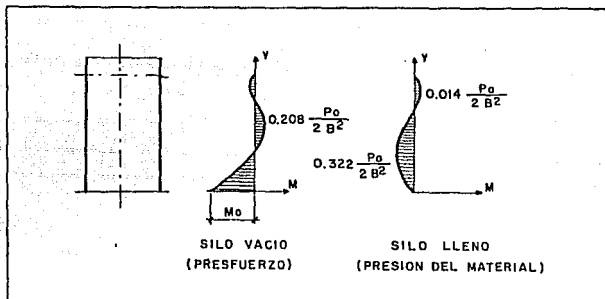


Fig. 33 Presfuerzo total.

Ahora bien, existe otra forma de manejar la situación descrita. Primero, estando el cilindro y la losa de fondo desligados, se proporciona cincuenta por ciento del presfuerzo, lo cual no origina momentos verticales ni cortantes. Luego, se ligan el cilindro y el fondo y se completa el cien por ciento del postensado. Entonces se tiene, por un lado, el cien por ciento de presfuerzo para contrarrestar la presión del material y, por el otro, un estado de solicitaciones análogo al del caso 2, donde el momento vertical derivado del presfuerzo vale la mitad del que se presenta en la primera opción, cuando el silo está vacío.

¿Qué pasa cuando se llena el silo? La presión del material ensilado es contrarrestada por el presfuerzo en forma de anillos; al mismo tiempo aquella disminuye al momento vertical derivado del presfuerzo hasta que lo equilibra, presentándose la situación del caso 1. Luego, al continuar llenándose el silo, la presión del material origina un momento vertical que alcanza un valor similar al derivado del presfuerzo, pero de signo contrario.

Esta segunda manera de proceder se llama presfuerzo por fases y se caracteriza por la forma en que varía el grado de hiperasticidad de la estructura, al mismo tiempo que se obtiene algún beneficio cuando se aplica el presfuerzo en postensión. El diagrama de solicitaciones de esta opción se muestra a continuación:

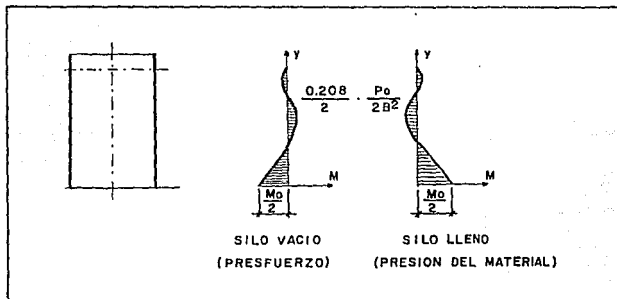


Fig. 34 Presfuerzo por fases.

Resumiendo, la diferencia que existe entre la primera manera de proceder y la segunda, radica en el valor externo de las solicitaciones; es decir, el momento flexionante vertical máximo en la primera opción es mayor que el de la segunda en un cincuenta por ciento.

2.13 Puntos para el postensado.

En el apartado 2.3.3 se especificó que los puntos para el presforzado por postensión se ubicaron en pilastras verticales en el exterior de los muros. Sin embargo, es importante hacer algunas consideraciones sobre el diseño de estos elementos estructurales.

En la Fig. 22 se aprecia que los puntos para el presforzado se han distribuido alrededor de la circunferencia, tratando de que la presión causada por los tendones sobre el muro circular sea lo más uniforme posible.

Para diseñar una pilastra vertical se consideran todas las fuerzas originadas por el sistema de postensado durante y después de la operación de tensado. Colocando amarres horizontales en las pilastras se pueden contrarrestar dichas fuerzas. En la siguiente figura se muestra una posible disposición del armado.

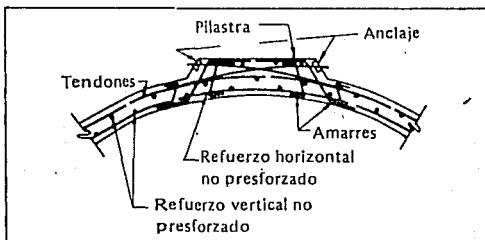


Fig. 35 Armado de pilastras.

En este estudio no me detendré a diseñar el armado de la pilastra, únicamente hago hincapie en la importancia que tiene el efectuarlo.

Por último, es importante señalar que en cada pilastra deben colocarse alternadamente los tendones, de tal forma que se anclen no más de la mitad de los tendones en cada pilastra.

2.14 Requisitos de construcción.

La erección de los muros del silo de concreto presforzado se efectuará a través del colado en sitio, proporcionado posteriormente el presfuerzo. Aunque las técnicas para la construcción a base de concreto colado en sitio son similares en el caso del concreto reforzado convencional y del concreto presforzado, existen varias consideraciones especiales.

Al usar el concreto colado en sitio es posible hacer curvas y transiciones; en donde se presentan juntas de construcción sólo necesita prepararse una de las caras, en comparación con las dos caras que hay que preparar en la construcción a base de segmentos precolados. El colado en sitio

también reduce al mínimo los pesos que tienen que manejarse; el concreto se puede transportar a las cimbras deslizantes por medio de cubos pequeños o de bombas, las cimbras pueden manejarse con gatos o malacates pequeños y con grúas. Por consiguiente, el colado en sitio puede adaptarse a la construcción del silo que es motivo de este estudio.

2.14.1 Calidad del concreto.

El concreto para el presfuerzo debe ser de alta calidad ya que debe resistir durante algunas etapas de su vida de servicio una combinación de esfuerzos de compresión ocasionados por el presfuerzo y por la carga muerta. Este requisito significa automáticamente que se tiene que fabricar una mezcla más seca y áspera. Para ello, el tamaño máximo óptimo del agregado grueso se limita a 1.9 cm (3/4") y el tamaño de los agregados finos puede ser mayor que en el concreto común y corriente, ya que con los altos factores de cemento que se utilizan en el concreto presforzado no se requiere una graduación perfecta. En cuanto al cemento, existe una tendencia a utilizar moliendas razonablemente finas, como de 4000 Blaine proporcionada por el cemento portland tipo II modificado. Debe emplearse un factor muy rico de cemento de hasta nueve sacos por metro cúbico. La relación agua-cemento debe mantenerse en un intervalo de 0.3 a 0.4. Además, es necesario emplear un aditivo para reducir el agua, que sea retardante y reduce la contracción; la relación de fraguado puede controlarse variando la cantidad de aditivo durante las diferentes etapas del colado.

El mezclado debe ser completo especialmente porque el revenimiento de la mezcla es bajo 8 ± 2 cm. La mezcladora horizontal de turbina es preferible definitivamente para lograr un mezclado con estas características; únicamente debe procurarse que las hojas de la mezcladora no giren demasiado rápido porque se perdería la uniformidad, resistencia e impermeabilidad del concreto.

2.14.2 Detalles y colocación del refuerzo.

El acero debe fabricarse, colocarse y mantenerse en su sitio con precisión durante el colado; como un impacto accidental de los vibradores puede moverlo, antes del colado, es conveniente

marcar la localización de las varillas sobre la cimbra, para que el operario que realiza el vibrado pueda notarlas claramente. Además, no debe omitirse el amarre de las varillas horizontales a cada varilla vertical alternadamente.

En la construcción del silo de concreto postensado colado en sitio es de gran importancia que las características del acero concuerden con los dibujos y requisitos de diseño; por lo tanto, se debe confirmar y verificar la precisión del acero de refuerzo.

2.14.3 Muestreo y prueba del concreto.

Para las pruebas de resistencia se harán y probarán por lo menos un grupo de tres especímenes del concreto colado cada ocho horas o fracción de ese tiempo; empleando para ello el método de la prueba acelerada para reducir el tiempo de la prueba dado que se emplea cimbra deslizante en la erección del muro.

Es importante tomar en cuenta que el concreto es de alta resistencia y por tanto, la fractura puede ser explosiva; esto hace necesario el uso de una malla protectora.

2.14.4 Cimbra.

La cimbra deslizante debe ser rígida o de suficiente sección para reducir las deformaciones elásticas al mínimo. Estas deformaciones son causadas por el vibrado más intenso que se requiere para consolidar una mezcla más seca y aspera de lo común; esto también ocasiona esfuerzos muy altos en las cimbras, incluyendo esfuerzos de fatiga, lo que requieren una mejor construcción y fijación de las mismas.

Las técnicas del concreto presforzado requieren una localización adecuada de la fuerza de presfuerzo con respecto al centro de gravedad de la sección transversal, lo que significa que las cimbras deben construirse con mayor precisión que lo normal.

El uso de la cimbra deslizante exige proveer el trabajo en equipo y asegurar día y noche la continuidad de la obra;

aunque el colado se puede interrumpir, ello supone el consiguiente encarecimiento y pérdida de tiempo.

El problema más difícil de resolver para este tipo de cimbra es asegurar una progresión igual en todo el perímetro. Si se producen diferencias de nivel, el enconchado no puede continuar, resultando laboriosa la tarea de colocarlo de nuevo en su sitio. Para evitar este inconveniente los gatos deben estar sincronizados, siendo la mejor solución utilizar gatos hidráulicos mandados por un sólo grupo, y unos niveles de contactores de mercurio que permitan parar las maniobras.

Por último, el uso de la cimbra deslizante obliga a emplear mano de obra muy calificada.

2.14.5 Colado del concreto.

A causa de la mezcla que se empleará en la construcción del silo, es necesario un vibrado intenso para consolidarlo a fondo y asegurarse de que no haya huecos, especialmente en áreas congestionadas. El vibrado interno se hará con vibradores que proporcionan frecuencias de 9000 rpm o mayores.

Al colocar en las cimbras un concreto de bajo ravenimiento, es mejor vaciarlo en el lado de avance del colado donde recibirá los efectos totales del vibrado, esto acelerará el colado y se obtendrá mejor consolidación.

La mejor calidad de la mezcla de concreto se obtiene si al colocarla su temperatura es cercana a los 16°C; las temperaturas ambiente por encima de los 32°C ocasionarán pérdidas de resistencia.

2.14.6 Curado.

El concreto colado en sitio para construcciones presforzadas requieren un curado más completo que el concreto convencional colado en sitio; por lo tanto, deben especificarse y hacerse cumplir los medios adecuados para el curado. La contracción es muy severa debido a las secciones delgadas y las grandes áreas expuestas; esto justifica la afirmación anterior.

Inmediatamente después del colado, la superficie fresca del concreto, expuesta al sol o al viento puede perder tal cantidad de agua que ocasione su fraguado y contracción, aún cuando el cuerpo del concreto esté todavía en estado plástico; esto puede evitarse utilizando alguno de los siguientes medios:

- a) Rociando la superficie con niebla de vapor de agua; esta solución se adapta especialmente a superficies grandes y planas.
- b) Cubriéndola con yute o polietileno; este último material es preferible debido a que el calor del sol genera vapor dentro de la cubierta, y esto mejora el curado.
- c) Cubriendo la superficie inyectando vapor a baja temperatura y baja presión.

En la construcción del muro del silo es muy conveniente acelerar la relación de incremento de resistencia en las juntas coladas lo cual se puede hacer por medio de camisas de vapor colocadas alrededor de la junta de concreto.

Resumiendo, el curado debe suministrar suficiente humedad para permitir la terminación de las reacciones químicas que producen un concreto resistente y durable. Es esencial continuar el curado por un período suficientemente largo para permitir la conclusión de todas las reacciones deseadas y no solamente hasta que el concreto alcance una resistencia mínima.

2.14.7 Sistema de postensado.

Como en todo lo referente a postensado, es esencial que los ductos estén localizados correctamente, sin aberturas en los empalmes y sin obstrucciones. Los anclajes deben estar perpendiculares a la fuerza de tensado y el concreto completamente consolidado por debajo de las placas de apoyo.

En particular, es esencial que los ductos no se perforen a causa de un contacto accidental con los vibradores; esta consideración puede llevar a la selección de calibres más gruesos para el metal de los ductos o a ductos rígidos o a la inserción de un tubo inflable dentro de los ductos durante el colado. Esta última operación resuelve el problema de rupturas

y el de las juntas o empalmes de los ductos; como en el caso del acero de refuerzo, puede marcarse la localización de los ductos, como una guía para el operador del vibrador.

En la mayor parte de las construcciones coladas en sitio los tendones se insertan después del colado; los ductos deben enjuagarse con agua y sopletarse con aire comprimido. Los tendones se pueden insertar empujándolos dentro del ducto, colocándoles una protección en el extremo; como una alternativa puede meterse una guía de alambre sujeta a una bola de hule que se empuja con aire comprimido o bien con una guía de alambre similar a la que utilizan los plomeros.

La aplicación del presfuerzo para transmitir el esfuerzo de diseño debe realizarse hasta que el concreto haya alcanzado la resistencia especificada, de otra manera se tendría un flujo plástico excesivo. Sin embargo, a menudo es conveniente aplicar un pequeño grado de presfuerzo poco después del colado (por ejemplo, de doce a veinticuatro horas después); con esto se elimina la contracción y se evita que aparezcan grietas por este concepto. Después, cuando el concreto alcanza la resistencia especificada para el presfuerzo, puede aplicarse a los tendones el valor total. Por lo general los valores de presfuerzo mencionados son muy bajos (probablemente un diez por ciento del esfuerzo final del tendón). También es recomendable no dejar los tendones colocados en su sitio durante el curado con vapor; si esto es necesario deben tomarse precauciones extremas para evitar la corrosión, incluyendo el polvo VPI, el sello de los extremos de los ductos y la posible inyección de grasa soluble en agua o una solución inhibidora.

2.14.8 Protección de los tendones.

El método que se empleará para confinar los tendones en los ductos del sistema del postensado consistirá en rellenar dichos ductos con lechada de cemento. Con este relleno se logran varios propósitos: confinar el acero en un medio ambiente alcalino, protegiéndolo contra la corrosión; llenar el ducto para que el agua no entre ni se congele dentro del mismo; asegurar la adherencia necesaria entre los tendones y el concreto estructural y complementar la sección transversal del concreto.

El relleno debe hacerse dentro de las cuarenta y ocho horas siguientes a la colocación del acero y veinticuatro horas después de la aplicación del presfuerzo.

Es importante que la lechada de cemento limite su relación agua-cemento a 0.45 (diecinueve litros de agua por saco de cemento) complementada con un aditivo retardante. El mezclado debe ser mecánico y para su colocación se emplea una bomba que produzca cuando menos una presión de descarga de 150 lb/in² (10.6 kg/cm²). El flujo óptimo para el relleno del ducto es de cinco a doce centímetros por minuto; sin embargo es preferible rellenar con velocidades menores para reducir el número de huecos.

Concluyendo, si se balancean y se programan debidamente las proporciones entre los materiales, el método para agregarlos a la mezcla y el tiempo de mezclado, se obtendrá un relleno que: sea fácil de bombear inicialmente no fraguará antes del tiempo planeado de relleno, tendrá una buena resistencia final.

2.14.9 Juntas de construcción.

Muchas de las dificultades que se presentan durante el uso del concreto postensado colado en sitio tiene su origen en las juntas de construcción; las caras de concreto de dichas juntas deben prepararse adecuadamente, para que presenten una superficie áspera que pueda transmitir el cortante. El chorro de arena (húmedo) es uno de los medios usados para lograr esto dejando a la vista el agregado. En otro de los métodos utilizados, se pintan o rocian las cimbras de la junta de construcción con un retardador, el cual se elimina con un chorro de agua después del descimbrado.

El uso de la cimbra deslizante evita la formación de juntas de construcción pero en caso de que se presenten será importante tomar en cuenta las opciones descritas.

2.14.10 Descimbrado.

En la construcción del silo de concreto postensado colado en sitio debe medirse con exactitud la contraflecha, el acortamiento, las fuerzas en los tendones, etc., después de aplicar el presfuerzo; con objeto de comparar el funcionamiento real de la estructura con respecto a los cálculos de diseño; sólo

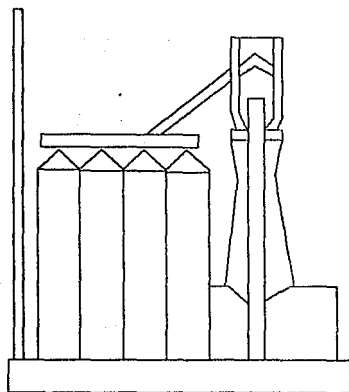
después de verificar completamente dicho comportamiento puede desplazarse con seguridad la cimbra deslizante. Lo anterior es especialmente crítico en el caso de los muros de silos, que son miembros delgados, debido a que si se han cometido errores de colocación se pueden derivar problemas de inestabilidad o mal funcionamiento del elemento. Por debe implantarse un procedimiento estándar para verificar el funcionamiento de los miembros antes de eliminar los soportes temporales (cimbra deslizante y obra falsa).

2.14.11 Tolerancias.

Las tolerancias para la colocación de conductos o ductos para tendones de postensado, respecto a la posición mostrada en los planos, no debe exceder de: verticalmente ± 25 mm y horizontalmente ± 20 mm .

La tolerancia por ovalización, en el diámetro debe mantenerse en ± 75 mm. El espesor de las paredes debe conservar una tolerancia de ± 6 mm y todas las transiciones deben ser graduales. Las paredes deben ser verticales, con una tolerancia de ± 10 mm por cada 3 m de altura.

La ubicación vertical, en construcción con cimbra deslizante, es completamente fácil de controlar mientras que el control de la ubicación horizontal es más difícil. desafortunadamente el control de la ubicación horizontal es más importante; a ello se debe que la tolerancia sea menor.



CAPITULO 3
SILO DE
CONCRETO REFORZADO

**NO
EXISTE
PAGINA**

3.1 Generalidades.

En el diseño de silos de concreto armado deben considerarse las cargas mencionadas en el inciso 2.1, exceptuando las debidas al presfuerzo.

Debido a que el silo de concreto reforzado tendrá un diámetro interior de 14 m, se puede tomar el análisis de presiones del apartado 2.2 como parte de este capítulo.

A continuación se efectuará un estudio de espesor mínimo de las paredes según varias consideraciones; de tal manera que nos permita establecer las dimensiones y cargas del silo.

3.2 Cálculo del espesor del muro.

3.2.1 Espesor de la pared en función de las características de los materiales utilizados.

Según la ref.[12], el espesor vale:

$$h_o = \frac{m E_s + f_s - n \cdot f_{cten}}{f_s f_{cten}} \cdot \frac{p \cdot D}{2}$$

donde:

h_o : espesor de la pared en cms.

m : coeficiente de contracción del concreto = 0.0003

E_s : módulo de elasticidad del acero = 2039000 kg/cm².

f_s : esfuerzo permisible del acero = 1685 kg/cm², ref.[18].

n : relación modular elástica = $E_s/E_c = 15$.

f_{cten} : esfuerzo permisible del concreto a tensión = $0.1f'_c$.

p : presión máxima del material almacenado tomada del diagrama de presiones de llenado y vaciado en kg/cm².

D : diámetro interior del silo en cms.

sustituyendo:

$$h_o = \frac{[0.0003(2039000)+1685-15(35)](0.89)(1400)}{1685(35)(2)} = 19 \text{ cm}$$

3.2.2 Espesor de la pared en función del diámetro del silo a construir.

De la ref.[8]

$$h_o = \frac{2.5(D - 3)}{3} + 10$$

siendo:

D : diámetro medio del silo en metros.

si suponemos $D_m = 14.25$ m, entonces:

$$h_o = \frac{2.5(14.25-3)}{3} + 10 = 19.40 \text{ cm}$$

3.2.3 Espesor de la pared en función de la altura del silo a construir.

De la ref.[8]

$$h_o = \frac{2.5(H-6)}{12} + 10$$

siendo:

H : altura del silo en metros.

considerando $H = 35.80$ m, se tiene:

$$h_o = \frac{2.5(35.80 - 6)}{12} + 10 = 16.2 \text{ cm}$$

Según los valores de espesor obtenidos, $h_0 = 19$ cm cubre los tres incisos satisfactoriamente. Sin embargo, tomando en cuenta que la presión del material almacenado no está afectada por el correspondiente factor de carga, podemos redondear el valor del espesor del muro a 25 cm. Esto nos permite emplear el resumen de solicitaciones del apartado 2.10 para el diseño de las paredes.

Se puede pensar que el hecho de tomar el resumen de solicitaciones del inciso 2.10 nos lleva a un cálculo erróneo. Sin embargo, sucede todo lo contrario, estas acciones resultan favorables al diseño del silo de concreto reforzado. Es decir, debe considerarse que la sección transversal del silo de concreto postensado es mayor que la del silo de concreto armado, con lo cual las cargas también son mayores en aquél que en éste último. Por lo tanto, se observa que las cargas consideradas para el diseño del silo de concreto armado son ligeramente mayores que las solicitaciones que en realidad actúan sobre la estructura, favoreciendo así a la resistencia de la misma.

3.3 Solicitaciones de diseño.

3.3.1 Efectos globales.

1. Carga axial: Silo vacío $V = 825$ ton
Silo lleno $V = 6135$ ton
2. Momento flexionante: Sismo $M_s = 5905$ t-m
Viento $M_v = 520$ t-m
3. Fuerza cortante: Sismo $H_s = 385$ ton
Viento $H_v = 35$ ton

3.3.2 Efectos locales.

1. Momentos de ovalización (efectos del viento).

Fibras exteriores en tensión: $M_p = 835$ kg-m

Fibras interiores en tensión: $M_p = 960$ kg-m

3.4 Verificación de esfuerzos.

Para la verificación de esfuerzos se utilizarán las combinaciones de carga especificadas en el apartado 2.11.

La evaluación de esfuerzos se hará de acuerdo a las especificaciones del Anexo IV siguiendo el método de los esfuerzos admisibles.

3.4.1 Estudio de los efectos del peso propio y del material almacenado.

1. Evaluación de esfuerzos de trabajo.

$$\sigma_b = \frac{P}{A}$$
$$P = 6135 \text{ T} ; A = \frac{1}{4}\pi(14.5^2 - 14^2) = 11.19 \text{ m}^2$$
$$\sigma_b = \frac{6135}{11.19} = 548 \text{ t/m}^2$$

2. Esfuerzos admisibles.

$$\bar{\sigma}_b = \alpha\beta\gamma\delta \sigma_{28}$$

En compresión pura $\alpha\beta\gamma=1$ y $\delta=0.3$, según ref.[15].

$$\bar{\sigma}_b = 0.3(3500) = 1050 \text{ T/m}^2$$

comparando: $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$

3.4.2 Estudio de los efectos del peso propio, material almacenado, sismo y viento.

3.4.2.1 Sentido Vertical.

1. Evaluación de esfuerzos.

Considerando en la sección más crítica:

$$R_m = 7.125 \text{ m}$$

$$V = 6135 \text{ ton}$$

$$M = 5905 + 520 = 6425 \text{ t-m}$$

Como la sección transversal del silo no presenta aberturas en su circunferencia, $\theta = 0^\circ$ y por ende $\varphi = 180^\circ$, lo cual indica que la sección está enteramente comprimida. El Anexo IV recomienda calcular los esfuerzos para la condición descrita mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_{bm} = \frac{V}{B_h} [1 \pm \frac{2 M}{V R_m}]$$

siendo:

B_h : sección homogeneizada del concreto = $A_c + n A_s$

A_c : área de concreto.

A_s : área de acero.

n : coeficiente de equivalencia = 15

Supondremos el siguiente armado vertical: varillas #1/2" @ 40 cm ambas caras

$$\begin{aligned} \% \text{ total de rfzo. } W_t &= \frac{W}{100} + \frac{cW}{100} \\ W_t &= 0.127 + 0.127 = 0.254 \end{aligned}$$

$$A_s = (114 + 111)1.27 = 285.75 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 0.25 \pi (1450^2 - 1400^2) = 111.92 \times 10^3 \text{ cm}^2$$

$$A_s/A_c = 285.75/111.92 \times 10^3 = 0.003$$

por lo tanto no se descontará el área de acero.

$$B_h = 111.92 \times 10^3 + 15 \times 285.75 = 116.21 \times 10^3 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bmax} = \frac{6135 \times 10^3}{116.21 \times 10^3} [1 + \frac{2(590.5 \times 10^5)}{6135 \times 10^3(7.125)}] = 67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bmin} = \frac{6135 \times 10^3}{116.21 \times 10^3} [1 - \frac{2(590.5 \times 10^5)}{6135 \times 10^3(7.125)}] = 39 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo de compresión en el acero vale:

$$\sigma'_a = 15 \sigma_{bmax} = 15(67) = 1005 \text{ kg/cm}^2$$

2. Esfuerzos admisibles.

Según 2.12 del Anexo IV se tiene:

$$\text{Concreto: } \bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \delta \sigma_{28}$$

$$\alpha \beta \gamma = 1$$

$$\delta = 0.3 \left(1 + \frac{2M}{3VR_m} \right)$$

$$\delta = 0.3 [1 + 0.095] = 0.33$$

= 1, ya que $\theta = 180^\circ$.

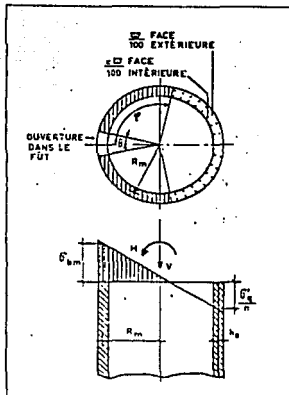
$$\bar{\sigma}_b = (0.33)(350) = 115 \text{ kg/cm}^2$$

Acero:

Siendo $k = 50000$ y en función del diámetro del armado, se supondrá que $\bar{\sigma}'_k = 2100 \text{ kg/cm}^2$.

$$\bar{\sigma}'_s = 9(2100)/8 = 2360 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{comparando: } \sigma_{bm} < \bar{\sigma}_b \text{ y } \sigma'_s < \bar{\sigma}'_s$$



3.4.2.2 Sentido transversal.

1. Evaluación de Esfuerzos.

Si proponemos al siguiente armado transversal con varillas $\varnothing 1'' @ 40 \text{ cm}$ ambas caras se tiene:

$$\% \text{ total de rfzo. } W_t = \frac{W}{100} + \frac{CW}{100}$$

$$W_t = 0.507 + 0.507 = 1.014$$

con $c=1$ y $h/h_0 = 0.8$

a) Efecto de los momentos de ovalización.

Con $w = 0.507$, $h/h_0 = 0.8$ y $c=1$ (armado simétrico) del Abacos 1 (Anexo IV), se tiene: $\alpha = 0.265$ y $F = 36$.

a1). Fibras exteriores en tensión.

$$M_p = 835 \text{ kg m/m}$$

$$M_p F = 835(36)$$

$$K_p = \frac{M_p F}{h_o^3} = \frac{835(36)}{25^3} = 1.92 \text{ kg/cm}^3$$

$$\sigma_b = K_p \alpha h_o = 1.92(0.265)(25) = 13 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_a = n K_p h_o \left(\frac{c}{h_o} - \alpha \right) = 15(1.92)(25)(0.8 - 0.265) = 385 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = n K_p h_o (\alpha + \frac{c}{h_o} - 1) = 15(1.92)(25)(0.265 + 0.8 - 1) = 47 \text{ kg/cm}^2$$

a2). Fibras interiores en tensión.

$$M_p = 960 \text{ kg m/m}$$

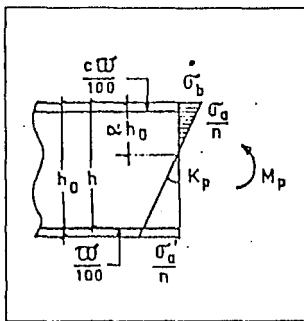
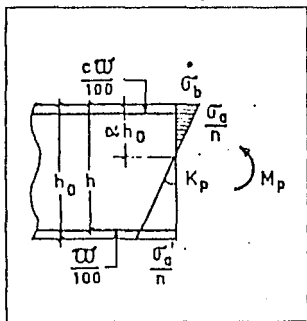
$$M_p F = 960(36)$$

$$K_p = \frac{M_p F}{h_o^3} = \frac{960(36)}{25^3} = 2.21 \text{ kg/cm}^3$$

$$\sigma_b = K_p \alpha h_o = 2.21(0.265)(25) = 15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_a = n K_p h_o \left(\frac{c}{h_o} - \alpha \right) = 15(2.21)(25)(0.8 - 0.265) = 443 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = n K_p h_o (\alpha + \frac{c}{h_o} - 1) = 15(2.21)(25)(0.265 + 0.8 - 1) = 54 \text{ kg/cm}^2$$



b). Efecto del esfuerzo cortante.

$$\sigma'_a = \frac{100 H}{1.6 W_t h_o D_m} = \frac{100(420000)}{1.6(1.014)(25)(1425)} = 727 \text{ kg/cm}^2$$

c). Esfuerzos máximos de tensión.

Superponiendo los esfuerzos por momentos de ovalización a los esfuerzo por cortante, se obtiene:

1). Fibras exteriores en tensión.

$$\sigma'_a = 385 + 727 = 1112 \text{ kg/cm}^2$$

2). Fibras interiores en tensión.

$$\sigma'_a = 443 + 727 = 1170 \text{ kg/cm}^2$$

2. Esfuerzos admisibles.

Concreto: $\bar{\sigma}_b = 115 \text{ kg/cm}^2$ segun 2.12 Anexo IV

Acero: $\bar{\sigma}'_a = 2360 \text{ kg/cm}^2$

comparando: $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$ $\sigma'_a < \bar{\sigma}'_a$

3.4.3 Estudio de los efectos del peso propio, material almacenado, sismo, viento y temperatura.

3.4.3.1 Sentido vertical.

1. Evaluación de esfuerzos de Trabajo.

Considerando $h_o = 25 \text{ cm}$, $t_o = 10^\circ\text{C}$, $t_1 = 125^\circ\text{C}$, $t = t_o - t_1 = 10^{-5}$, $E_b = 104766 \text{ kg/cm}^2$, se tiene:

a). Cara de sotavento (compresión máxima).

$$K_t = \frac{E_c t \gamma \Delta t}{h_o} = \frac{104766(10^{-5})(115)}{25} = 4.82 \text{ kg/cm}^3$$

$$\frac{\sigma_{\text{bmax}}}{K_t h_o} = \frac{67}{4.82(25)} = 0.56$$

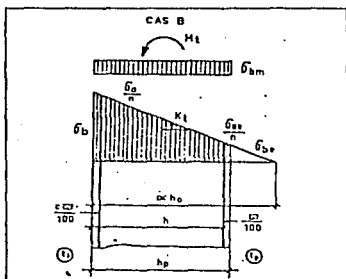
De 3.4.2.1: $c=1$, $w=0.127$ y $h/h_o = 0.8$. Del Abaco No. 7, se obtiene que $a = 1.04 > 1$; por lo tanto la sección está enteramente comprimida (Caso B).

$$\sigma_b = K_t a h_o = 4.82(1.04)(25) = 125 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{se} = n K_t h_o \left(a - \frac{h}{h_o} \right) = 15(4.82)(25)(1.04 - 0.8) = 434 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{be} = K_t h_o (a - 1) = 4.82(25)(1.04 - 1) = 5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = n K_t h_o \left(a + \frac{h}{h_o} - 1 \right) = 15(4.82)(25)(1.04 + 0.8 - 1) = 1417 \text{ kg/cm}^2$$



b). Cara de barlovento (compresión mínima).

Considerando $\sigma_{\text{bmin}} = 39 \text{ kg/cm}^2$

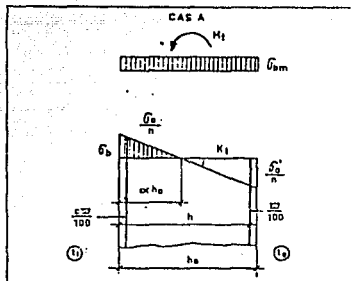
$$\frac{\sigma_{\text{bmin}}}{K_t h_o} = \frac{39}{4.82(25)} = 0.32$$

Con $w = 0.127$ y $c=1$ se emplea el Abaco No.7, obteniéndose $a = 0.80 < 1$; por lo tanto se considera que la sección está parcialmente comprimida y parcialmente tensada (Caso A). La distribución de esfuerzos será:

$$\sigma_b = K_t a h_o = 4.82(0.80)(25) = 96 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_a = nK_t h_o \left(\frac{h}{h_o} - a \right) = 15(4.82)(25)(0.8 - 0.8) = 0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = nK_t h_o \left(a + \frac{h}{h_o} - 1 \right) = 15(4.82)(25)(0.8 + 0.8 - 1) = 1085 \text{ kg/cm}^2$$



2. Esfuerzos admisibles.

Se ha supuesto que $T_1 = 125^\circ\text{C} > 100^\circ\text{C}$; en consecuencia se se deben disminuir los esfuerzos admisibles previstos por la ref.[16] mediante un factor igual a 0.94 .

Concreto: $\alpha\beta\Gamma=1$; $\delta=0.33$; $\delta_1=1$; con $w=0.127$ y $a=1.04$ de la fig. 3.4 Anexo IV $\delta_1=1.38$

$$\bar{\sigma}_b = 0.94 \alpha\beta\Gamma\delta_1\delta \sigma_{28}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.94(0.33)(1.38)(350) = 150 \text{ kg/cm}^2$$

Acero: $\bar{\sigma}'_a = 2360 \text{ kg/cm}^2$

comparando: $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$ $\sigma'_a < \bar{\sigma}'_a$

3.4.3.2 Sentido transversal.

1. Esfuerzos de trabajo.

a) Efecto combinado de los momentos de ovalización y de temperatura.

a1). Fibras exteriores en tensión.

Se considera que: $a = 0.265$, $K_t = 4.82$ y $K_p = 1.92$; sustituyendo:

$$\begin{aligned}\sigma_o &= (K_p + K_t) a h_o = (4.82 + 1.92)(0.265)(25) = 47 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma'_a &= n(K_p + K_t) h_o \left(\frac{h}{h_o} - a \right) = 15(4.82 + 1.92)(25)(0.80 - 0.265) = \\ &= 1352 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_a &= n(K_p + K_t) h_o \left(a + \frac{h}{h_o} - 1 \right) = 15(4.82 + 1.92)(25)(0.80 + 0.265 - 1) = \\ &= 164 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

a2). Fibras interiores en tensión.

Se considera que: $a = 0.265$, $K_t = 4.82$ y $K_p = 2.21$; sustituyendo:

$$\begin{aligned}\sigma_o &= (K_p - K_t) a h_o = (4.82 - 2.21)(0.265)(25) = 17 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma'_a &= n(K_p - K_t) h_o \left(\frac{h}{h_o} - a \right) = 15(4.82 - 2.21)(25)(0.80 - 0.265) = \\ &= 524 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_a &= n(K_p - K_t) h_o \left(a + \frac{h}{h_o} - 1 \right) = 15(4.82 - 2.21)(25)(0.265 + 0.8 - 1) = \\ &= 64 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

a3). Efecto del esfuerzo cortante.

$$\sigma'_a = \frac{100 H}{1.6 W_t h_o D_m} = \frac{100(420000)}{1.6(1.014)(25)(1425)} = 727 \text{ kg/cm}^2$$

a4). Esfuerzos máximos de tensión.

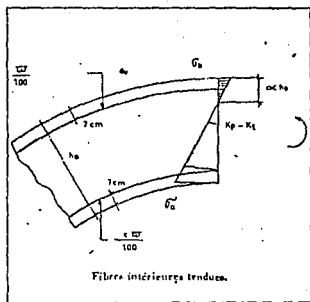
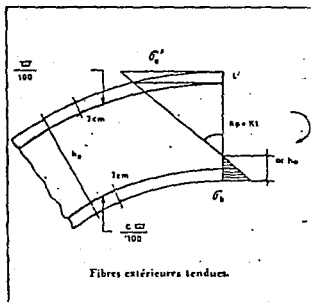
Superponiendo los esfuerzos por momentos de ovalización a los esfuerzos por cortante, se obtiene:

1). Fibras exteriores en tensión.

$$\sigma'_a = 1352 + 727 = 2079 \text{ kg/cm}^2$$

2). Fibras interiores en tensión.

$$\sigma'_b = 524 + 727 = 1251 \text{ kg/cm}^2$$



2. Esfuerzos admisibles.

Concreto: $\bar{\sigma}_b = 115 \text{ kg/cm}^2$ segun 2.12 Anexo IV

Acero: $\bar{\sigma}'_a = 2360 \text{ kg/cm}^2$

comparando: $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$ $\sigma'_a < \bar{\sigma}'_a$

3.5 Acero de refuerzo.

El muro del silo de concreto armado debe resistir todas las cargas de tensión, compresión, flexión y las combinaciones de carga que puedan presentarse. Por tal motivo, a continuación se define el armado que debe equilibrar las presiones producidas por el material almacenado, el cual deberá adicionarse al armado transversal propuesto en 3.4 .

3.5.1 Por efectos de la presión del material almacenado.

Se considera que el muro circular del silo está en tensión directa debido a la presión radial que ejerce el material almacenado. La fuerza de tensión última del armado y el área de acero por unidad de altura de muro, únicamente para presiones radiales uniformes del material, se calculará mediante las ecuaciones siguientes, según ref.[12].

$$F_u = \frac{1}{2} 1.7 P_{dts} D$$

$$A_s = \frac{F_u}{\phi f_y}$$

siendo:

F_u : valor último de F en kg/m

P_{dts} : presión de diseño tomada de la gráfica de presiones de llenado y vaciado (apartado 2.2.7), en kg/m²

D: diámetro interior del silo en m.

A_s : área de acero de refuerzo requerida en cm²/m.

ϕ : factor de reducción de resistencia para una carga de tensión = 0.9, ref.[18].

f_y : resistencia a la fluencia del acero = 4200 kg/cm².

El área de acero de zuncho proporcionada debe, en todos los casos, ser igual o mayor que el área de zuncho requerida. El acero horizontal adicional mayor que el requerido se proporcionará para los efectos de temperatura y para todos los momentos flexionantes o fuerzas de tensión que existan.

Z (m)	PRISION	P _u (Kg/m)	AREA	ARMADO PROPORCIONADO.	
	MATERIAL		REQUER.	CARA EXTERIOR	CARA INTERIOR
	(Kg/m ²)		(cm ² /m)		
0.00 - 3.20	0	0	6.25	φ 1/2 @ 40	φ 1/2 @ 40
3.20 - 5.20	2790	33201	8.78	φ 5/8 @ 40	φ 5/8 @ 40
5.20 - 7.20	4900	58320	15.43	φ 5/8 @ 20	φ 5/8 @ 20
7.20 - 9.20	5800	69820	18.56	φ 5/8 @ 20	φ 5/8 @ 20
9.20 - 11.20	6200	73780	19.52	φ 5/8 @ 20	φ 5/8 @ 20
11.20 - 13.20	6600	78540	20.78	φ 1" @ 40	φ 1" @ 40
13.20 - 15.20	7050	83095	22.19	φ 1" @ 40	φ 1" @ 40
15.20 - 17.20	7400	88060	23.38	φ 1" @ 40	φ 1" @ 40
17.20 - 19.20	7810	92939	24.59	φ 1" @ 40	φ 1" @ 40
19.20 - 21.20	8200	97589	25.81	φ 3/4 @ 20	φ 3/4 @ 20
21.20 - 23.20	8620	102578	27.14	φ 3/4 @ 20	φ 3/4 @ 20
23.20 - 24.76	8900	105910	28.82	φ 3/4 @ 20	φ 3/4 @ 20

3.5.2. Detalles y colocación del refuerzo.

El armado horizontal y vertical propuesto en 3.4 cumplió satisfactoriamente la verificación de esfuerzos; por lo tanto, se detalla a continuación el armado de refuerzo.

3.5.2.1 Refuerzo horizontal.

Si el área de acero proporcionada por tensión directa obtenido en 3.5.1 se superpone al armado horizontal de 3.4. se obtiene el área de acero necesario por unidad de altura, capaz de resistir los efectos combinados de las siguientes cargas: presión del material, temperatura, sismo, viento y otros tipos a la que pueda estar sujeto. Luego entonces, el muro del silo quedara estructurado de la siguiente manera:

REFUERZO TRANSVERSAL				
X (m)	ARMADO PROPORCIONADO, PRESION DE MATERIAL		ARMADO POR VIENTO, TEMPERATURA Y SISMO	
	EXTERIOR	INTERIOR	EXTERIOR	INTERIOR
0.00 - 3.20	1/2 @ 40	1/2 @ 40	1" @ 40	1" @ 40
3.20 - 5.20	5/8 @ 40	5/8 @ 40	1" @ 40	1" @ 40
5.20 - 7.20	5/8 @ 20	5/8 @ 20	1" @ 40	1" @ 40
7.20 - 9.20	5/8 @ 20	5/8 @ 20	1" @ 40	1" @ 40
9.20 - 11.20	5/8 @ 20	5/8 @ 20	1" @ 40	1" @ 40
11.20 - 13.20	1" @ 40	1" @ 40	1" @ 40	1" @ 40
13.20 - 15.20	1" @ 40	1" @ 40	1" @ 40	1" @ 40
15.20 - 17.20	1" @ 40	1" @ 40	1" @ 40	1" @ 40
17.20 - 19.20	1" @ 40	1" @ 40	1" @ 40	1" @ 40
19.20 - 21.20	3/4 @ 20	3/4 @ 20	1" @ 40	1" @ 40
21.20 - 23.20	3/4 @ 20	3/4 @ 20	1" @ 40	1" @ 40
23.20 - 24.76	3/4 @ 20	3/4 @ 20	1" @ 40	1" @ 40

3.5.2.2 Refuerzo vertical.

Cara exterior: Varillas 1/2" @ 40 cm.

Cara interior: Varillas 1/2" @ 40 cm.

3.5.3 Consideraciones especiales.

El empleo de cimbra deslizante obliga a procurar que los detalles y la distribución del acero de refuerzo sean lo más sencillos y prácticos posibles, para facilitar la colocación e inspección durante la construcción.

La tensión horizontal del zuncho (o tensión más cortante y momento flexionante) no cesa abruptamente en la parte inferior de la zona de presión (esa zona que esta sujeta a presión directa ejercida por el material almacenado o por el relleno granular que soporta la losa de fondo). La porción superior del muro que esta debajo, presenta deformaciones y desplazamientos compatibles con los muros de encima. Por lo tanto, el patrón de acero principal horizontal (exceptuando el acero por temperatura) se continúa abajo por una distancia igual a seis veces el espesor h_0 del muro superior.

La posibilidad de falla por adherencia, con resquebrajamiento es mayor cuando las varillas tienen separaciones pequeñas, como en los empalmes. El escalonamiento de los empalmes aumenta el promedio de separación entre varillas. Cuando los empalmes están adyacentes, la falla de uno de ellos puede provocar la falla del otro; si los empalmes están escalonados esa posibilidad es remota. Por lo anterior, recomendamos que los empalmes de las varillas, tanto horizontales como verticales vayan alternados. Los empalmes de zunchos de refuerzo adyacente que se encuentren en la zona de presión, se alternen horizontalmente por una longitud no menor de un traslape ni de un metro y no deberán coincidir en la distribución vertical más que en cada tercera varilla.

La longitud de traslape del refuerzo horizontal en la zona de presión de los muros del silo con empalmes escalonados se determinan con la expresión:

$$1.3 L_0 + 15 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

siendo:

L_0 : longitud de desarrollo por tensión según ACI 318.

Al determinar las longitudes de traslape, se consideran a las varillas como del lecho inferior dado que el muro del silo se erige con cimbra deslizante.

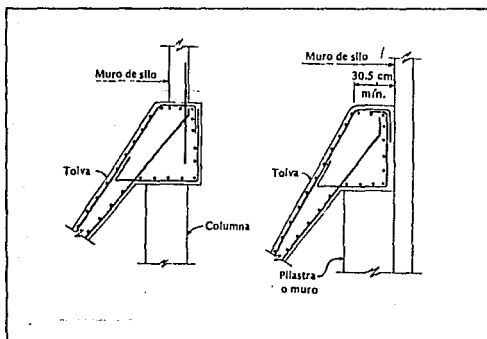
Para evitar que haya agrietamiento paralelo al traslape se proporcionará un refuerzo adecuado.

Para muros que se construyen con cimbras deslizantes, se recomienda una separación de las varillas horizontales mayor o igual a diez centímetros cuando el muro es doblemente armado;

el usar una separación menor dificulta la ubicación y el amarre de las varillas sin reducir el movimiento de la cimbra deslizante a una velocidad baja que resulta poco económica. Por lo tanto, las separaciones verticales propuestas son correctas.

La separación entre varillas verticales no debe exceder de cuatro veces el espesor del muro ni de cuarenta y cinco centímetros. Esta afirmación ha sido respetada según se muestra el apartado 3.5.2.

En la unión del muro del silo con la losa de fondo se debe proporcionar acero vertical para resistir los momentos flexionantes originados por aquellos. La siguiente figura muestra algunos patrones típicos de refuerzo en intersecciones de muro y losa de fondo.



Por último, ha sido necesario colocar mayor cantidad de acero en la cara exterior del muro porque es posible ejercer un mayor control del ancho de las grietas. Asimismo, debido a que con frecuencia es ésta la superficie más fría, el acero colocado de esa manera está en mejor posición para resistir los esfuerzos térmicos. No obstante se ha tenido el cuidado de proporcionar un recubrimiento adecuado de concreto sobre las varillas de la cara externa, para evitar fallas por ruptura de adherencia.

3.6 Requisitos de construcción.

El control de la calidad del concreto, el método empleado para determinar la resistencia del concreto, las pruebas de campo, las proporciones y la trabajabilidad del concreto, el mezclado y colado, el cimbrado, los detalles del refuerzo y los elementos estructurales deben ajustarse a la norma ACI 301 cuando esto sea aplicable, excepto cuando se especifique lo contrario.

3.6.1 Calidad del concreto.

El concreto estructural utilizado para la construcción del silo de concreto reforzado tendrá una relación agua-cemento, por peso, de 0.45 en concreto con aire incluido. Al agregado grueso (grava) de 3/4" le corresponde un porcentaje por volumen del contenido total de aire de 4 a 8 por ciento. El revenimiento del concreto será de 10 cm \pm 2.5 cm, dado que se colocará con cimbra deslizante.

La resistencia a la compresión especificada para el concreto será de 350 kg/cm² a los veintiocho días.

La temperatura del concreto en el momento del vaciado no debe ser menor de 18°C ni mayor de 32°C.

3.6.2 Muestreo y pruebas del concreto.

Para las pruebas de resistencia se hará y se probará por lo menos un grupo de tres especímenes del concreto colado cada ocho horas o fracción de ese tiempo. Dicho grupo deberá obtenerse por cada 75 m³, aproximadamente de concreto colado.

Se empleará el método de la *prueba acelerada* para reducir el tiempo de la prueba dado que se empleará cimbra deslizante para erigir el muro del silo. La prueba acelerada o prueba o prueba de ebullición permite que la prueba a la compresión a los veintiocho días se someta a prueba a sólo veintiocho y media horas, después de haber preparado los cilindros estándar de prueba.

3.6.3 Detalles y colocación de acero de refuerzo.

Las varillas horizontales deben amarrarse al refuerzo vertical o mantenerse en su sitio de alguna otra manera (que no

sea por soldado), para asegurar que haya buena cobertura y ubicación. Las varillas sin amarres se pueden mover durante la vibración o incluso tener un desplazamiento en la colocación inicial de la cimbra deslizante.

3.6.4 Cimbra.

La cimbra debe ser hermética para evitar fugas de mortero y rígida para evitar que el concreto terminado exceda las dimensiones especificadas. Es preciso tener especial cuidado para asegurarse de que la cimbra deslizante esté rígida con objeto de evitar pandeos que causarían presiones en el muro, provocando la precipitación o la elevación del concreto de la cimbra en movimiento.

Los yugos que soportan las partes internas y externas de la cimbra deslizante deberán ser lo suficientemente rígidos y estar separados de tal manera que mantengan alineadas las cimbras y eviten que haya una deflexión excesiva.

Una parte importante del sistema de encofrado lo constituye el subsistema de gatos que proporcionan movimientos precisos simultáneos de la cimbra en pequeños incrementos. El conjunto de gatos desarrolla una velocidad máxima de avance mayor que la velocidad de fraguado de la mezcla específica del concreto que se está usando. Ahora bien, la velocidad de avance en la cimbra deslizante debe controlarse de modo que el concreto que surge del fondo de la cimbra sea capaz de soportar el peso de la cimbra, las cargas de construcción y el concreto fresco que se vaya a colocar sobre él.

El encofrado deslizante también posee los medios necesarios para establecer y controlar el nivel de toda la cimbra.

3.6.5 Vaciado del concreto.

El colado del concreto debe realizarse en una operación continua entre las juntas de construcción previstas en los planos.

Si el colado del concreto se retrasa y el concreto que está en las cimbras se ha endurecido total o parcialmente, es necesario limpiar la superficie del concreto fraguado para

quitarle la lechada y volverlo a mojar de inmediato antes de colocar la siguiente capa de concreto nuevo. Es importante evitar las juntas de construcción en el muro del silo hasta donde sea posible.

Para la compactación del concreto se emplearán vibradores de inmersión con una frecuencia mínima de ochocientos ciclos por segundo (133 hertz). El manejo de los vibradores deberá hacerse con todo cuidado para evitar la formación de cavidades y planos de debilidad. Al aplicar la vibración debe evitarse el desplazamiento del refuerzo, el dañar al concreto parcialmente fraguado o causar segregación de mezcla.

El concreto deberá depositarse lo más cerca posible de su posición final, de tal manera que se evite la segregación; no debe permitirse que el concreto se trabaje o vibre a distancias mayores de 1.5 m del sitio que se depositó inicialmente.

3.6.6 Curado y protección del concreto.

Si existen determinadas condiciones atmosféricas que permitan que el sangrado normal del concreto, tal y como fue colado en las cimbras, sea suficiente para mantener húmeda la superficie del muro recién formado durante un tiempo menor de cinco días, no es necesario aplicar disposiciones adicionales de curado. En caso contrario, se aplicarán rocío de agua o vapor para mantener la superficie constantemente húmeda, regulando con cuidado la cantidad de agua para evitar que haya un daño por erosión. En ningún momento se debe permitir que el concreto tenga una superficie seca hasta que haya llegado, por lo menos, a la edad de cinco días.

Inmediatamente después de que se hayan levantado o quitado las cimbras verticales conviene comenzar todas las reparaciones pertinentes del concreto. Estas incluyen el resanado de cavidades y orificios con un mortero que contenga una parte de cemento por dos partes de arena fina. A continuación, las superficies se frotran hasta lograr una textura lisa y uniforme.

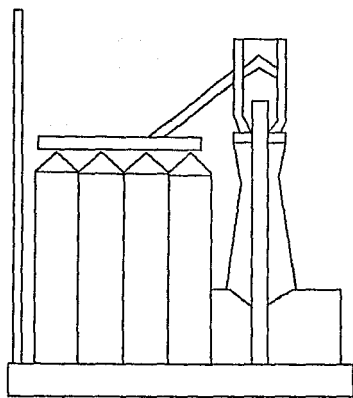
3.6.7 Tolerancias.

La desviación horizontal máxima (que puede constar de componentes de traslación y de rotación) de cualquier punto de la estructura relacionado con determinado punto correspondiente localizado en la base de la estructura no será mayor de ocho

centímetros para cualquier sitio y a cualquier altura hasta treinta metros de, ni mayor de diez centímetros para alturas mayores de treinta metros.

La variación de un corte transversal circular exacto en un silo circular y la variación del diámetro prescrito no será mayor de ± 2.5 cm o ± 4 mm/m, el que sea mayor, pero en ningún caso será mayor de ± 7.5 cm.

La variación del espesor prescrito para los muros se ubicará dentro del rango de -1 cm a $+2.5$ cm.



CAPITULO 4
ANALISIS
ECONOMICO

**NO
EXISTE
PAGINA**

4.1 Introducción.

La estimación del costo de construcción de una obra civil es un indicador significativo en la elaboración de todo proyecto de ingeniería civil. Actualmente con el avance de la tecnología y por ende la técnica es posible realizar cualquier tipo de obra civil por grande que esta sea; sin embargo, el costo de ésta puede definir cuál es la factibilidad de la obra.

Asimismo, en éste capítulo y de acuerdo con el objetivo del presente trabajo, se trata de confinar en lo posible el elemento costo, partiendo del diseño estructural y de las técnicas propuestas para la erección el silo de almacenamiento de cemento, según lo indican los capítulos 2 y 3.

Con la determinación de cada una de las técnicas propuestas (concreto postensado y concreto reforzado) se completa el conjunto de parámetros necesarios para elaborar el análisis comparativo, desde un punto de vista técnico y/o económico, que permita establecer el grado de factibilidad de cada opción.

Previamente a la estimación del costo de construcción se discute de una manera más objetiva sobre la construcción y operación de la cimbra deslizante y se enlistan los rendimientos de las cuadrillas de trabajo que participan en la construcción de la estructura.

4.2 Cimbra deslizante.

En los apartados 2.14.4 y 3.64 se hizo alusión sobre algunos puntos importantes que no deben descuidarse cuando se emplea el encofrado deslizante. Se ha mencionado que las cimbras deslizantes han sido usadas con éxito en la colocación de concreto en muchas obras incluyendo estribos de puentes, grandes edificios rectangulares, túneles y silos. En este último tipo de obra, la experiencia indica que para que éste método de construcción sea económico, la estructura sea lo suficientemente alta para justificar el costo inicial relativamente elevado de la cimbra y del equipo. Aunque no es absolutamente necesario, las estructuras erigidas con este método deben diseñarse con una sección transversal uniforme en el espesor del muro y en las superficies.

4.2.1 Construcción y operación de la cimbra.

Al construir una estructura con cimbra deslizante, el piso de apoyo, la dala de liga o el cimiento del estribo se construyen en la forma convencional y la cimbra se ensambla sobre esta base. La cimbra consiste en paredes de duelas machimbradas, o triplay conectado a puentes o nervaduras, usualmente de madera, como se ilustra en la Fig. 37, que se extienden completamente alrededor de la estructura.

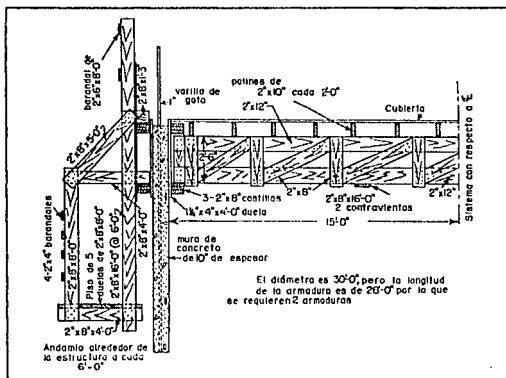


Fig. 37 Detalles de la plataforma de trabajo y andamiaje para cimbra deslizante.

Los yugos colocados de 1.80 a 2.40 m de separación conectados a los puentes, transfieren las fuerzas de levantamiento de los gatos a la cimbra. Los gatos de tornillo se operan a mano, mientras que los gatos a la cimbra. A cada yugo se le conecta un gato de tornillo hueco o hidráulico. A medida que se hace trabajar el gato, sube sobre una varilla de acero lisa empotrada en el muro de concreto jalando hacia arriba el yugo y a la cimbra. Los gatos de tornillo se operan a mano, mientras que los gatos hidráulicos se operan por medio de la presión de aceite suministrada por una sola bomba. Se acostumbra conectar a la parte inferior de cada gato una delgada tubería de recuperación, como de 1.20 m de longitud y de diámetro

ligeramente mayor que la varilla del gato, a través de la cual pasa esta última. Esto evitará que el concreto se adhiera a la varilla del gato, y permitiendo la recuperación de las varillas de los gatos una vez colocado el concreto. La Fig. 38 ilustra una instalación típica utilizando gatos hidráulicos.

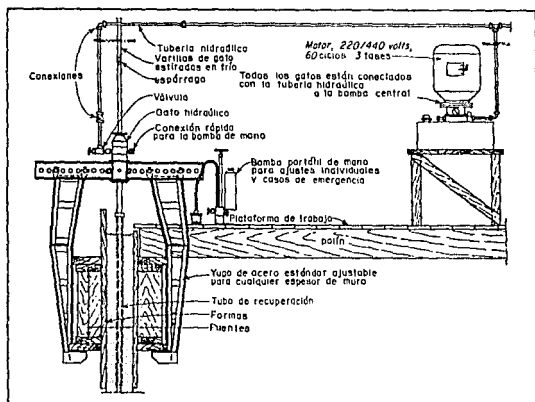


FIG. 38 Montaje de gatos hidráulicos usado para levantar formas deslizantes.

Se instalan polines y tarimas en la parte superior de la cimbra interior para servir como plataforma de trabajo durante la construcción.

A medida que se coloca el concreto, se van elevando las formas a una velocidad que debe estar sincronizada con el fraguado. Como la velocidad a la cual fragua el concreto está influenciada por la temperatura, deberá tomarse en cuenta esto por adelantado para variar la velocidad de colocación. Deberán comprobarse periódicamente puntos marcados en la cimbra para asegurarse que el alineamiento de la estructura se mantenga correcto. La operación de gatos individuales restaurará el correcto alineamiento.

Debido a que la obra civil en estudio requiere un acabado superficial del área de concreto expuesta, será necesario colgar una cuña debajo de la cimbra.

4.2.2. Colocación del acero de refuerzo.

El acero de refuerzo se coloca a medida que la cimbra se mueve hacia arriba. Las varillas verticales usualmente están limitadas a una longitud de seis metros, con traslapes escalonados que pueden amarrarse o soldarse. Las varillas horizontales se colocan por debajo de los gatos.

4.2.3 Colocación del concreto.

El concreto puede elevarse por medio de una grúa, de una torre de malacate o de una pluma montada en la cimbra. Una vez iniciada la colocación del concreto deberá continuar sin interrupción hasta quedar terminada la estructura. Debido a los rigurosos requisitos al construir una estructura con este método, es bueno mantener continuamente en la obra varios obreros adicionales que puedan cambiarse de una operación a otra. Además, deberá haber en todo momento varios sobrestantes.

4.2.4. Costo de los gatos y yugos.

Los montajes de gato y yugo pueden alquilarse para toda la duración de la obra.

El costo de alquiler de gatos hidráulicos, yugos y equipo de bombeo es de \$ 4,500.00 por gato-metro de altura.

4.2.5. Costo de construcción de una estructura con cimbra deslizante.

Al estimar el costo de construcción de una estructura con el método de cimbra deslizante, es necesario hacer una lista completa de materiales, equipo y mano de obra requeridos.

Un obrero experimentado y dos ayudantes deberán instalar un gato con su correspondiente yugo en dos horas. Un carpintero y su ayudante deberán instalar la cimbra a razón de $15 \text{ m}^2/\text{día}$. Si se requieren costillas circulares, un carpintero y ayudante, usando sierras mecánicas, deberán trabajar como $1000 \text{ PT}/\text{día}$. Un carpintero con su ayudante deberán construir cuñas o andamios colgantes a razón de aproximadamente $8 \text{ m}^3/\text{día}$.

4.3 Estimación del costo de construcción del silo de concreto postensado.

Hipótesis:

Diámetro interior	= 14.00 mts
Espesor del muro	= 25 cm
Altura del muro	= 24.76 m \approx 25.00 m
Circunferencia interior	= 43.98 m
Circunferencia exterior	= 45.55 m

El acero de refuerzo no presforzado se indica en el apartado 2.11.2

El acero de presfuerzo se indica en el apartado 2.7

Se utilizará concreto premezclado $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ TMA 3/4" R.N. $8 \pm 2 \text{ cm}$.

La velocidad media de colado sera de 0.20 m/hr.

La duela de contacto de la cimbra sera de 1.20 m de altura con área de superficie combinada en los dos lados del muro igual a 109 m^2 .

El costo será:

Cimbra:

Duela de contacto

Duela de $1\frac{1}{4}$ " X 4" X 1.20 m

Número requerido para el interior = 433 pzs.

Número requerido para el exterior = 449 pzs.

Total = 882 pzs. $1\frac{1}{4}$ " X 4" X 1.20 m = 1447 PT

\$ 4750.00/PT x 1447 PT = \$ 6'873,250.00

Costillas de 2" X 8" X 1.80 m. 2 pzs./costilla

Número por costilla, interior $2 \times 43.98 \div 1.80 = 49$

Número para 2 costillas = 98 pzs.

Número por costilla, exterior = $2 \times 45.55 \div 1.80 = 51$

Número para 2 costillas = 102 pzs.

Total 200 pzs., 2" X 8" X 1.80 m = 1575 PT

\$ 4750.00/PT x 1575 PT = \$ 7'481,250.00

Clavo 20 kg a \$4000.00 = \$ 80000.00

Mano de obra de construcción de duela de contacto.
Carpintero $108 \text{ m}^2 \div 15 \text{ m}^2/\text{jor} = 7.20 \text{ jor}$.
\$ 54,758.00/jor x 7.20 jor = \$ 394,258.00
Ayudante
\$ 34,747.00/jor x 7.20 jor = \$ 250,178.00

Mano de obra de construcción de costillas.
Carpintero $1575 \text{ PT} \div 1000 \text{ PT}/\text{jor} = 1.575 \text{ jor}$
\$ 54,758/jor x 1.575 jor = \$ 86,244.00
Ayudante
\$ 34,747.00/jor x 1.575 jor = \$ 54,727.00

Gatos y yugos

Número requerido = $44.77 \text{ m} \div 20 \text{ gatos} = 2.24 \text{ gatos}$
Alquiler 20 gatos x 25.00 m = 500.00 m-gato
\$ 17,550.00/m-gato x 500.00 m-gato = \$ 8'775,000.00

Flete = \$ 1'316,250.00

Mano de obra colocación de gatos y yugos.
Obrero instalando 20 gatos $\div 4 \text{ gatos}/\text{jor} = 5 \text{ jor}$
\$ 60,250.00/jor x 5.00 jor = \$ 301,250.00
Ayudante instalando
\$ 34,747.00/jor x 5.00 jor = \$ 173,735.00

Varillas para los gatos.

Alquiler 500.00 m
\$ 1,185.00/m x 500.00 m = \$ 592,500.00

Instalación.
Obrero $25.00 \text{ m} \div 0.2 \text{ m/hr} \div 6 \text{ hr} = 15.625 \text{ jor}$
\$ 60,250.00/jor x 15.625 jor = \$ 941,406.00

Remoción 20 varillas (20 gatos).
20 hileras x 2 hrs/hilera $\div 8 \text{ hrs.} = 5.00 \text{ jor}$
\$ 60,250.00/jor x 5.00 jor = \$ 301,250.00

Plataforma de trabajo.

Cubierta = $154.00 \text{ m}^2 \times 1\frac{1}{4}'' = 2072 \text{ PT}$
\$ 4,750.00/PT x 2072 PT = \$ 9'842,000.00

Polón $2'' \times 10'' @ 60 \text{ cm} = 1443 \text{ PT}$
\$ 4,750.00/PT x 1443 PT = \$ 6'854,250.00

Armadura 8 pzs., $2'' \times 12'' \times 13.50 \text{ m} = 709 \text{ PT}$
\$ 4,750.00/PT x 709 PT = \$ 3'387,750.00

Contravientos
32 pzs., $2'' \times 8'' \times 1.50 \text{ m} = 210 \text{ PT}$
32 pzs., $2'' \times 8'' \times 0.80 \text{ m} = 112 \text{ PT}$
12 pzs., $2'' \times 8'' \times 6.00 \text{ m} = 315 \text{ PT}$

total = 637 PT
\$ 4,750.00/PT x 637 PT = \$ 3'025,750.00

Barandales 51 pzs., 2"x6"x1.80m= 301 PT
\$ 4,750.00/PT x 301 PT = \$ 1'429,750.00

Ciavos 30 kg x \$ 4000.00 = \$ 120,000.00

Mano de obra armado de plataforma de trabajo.
Carpintero 154 m² ÷ 15 m²/jor = 10.30 Jor.
\$ 54,758.00/jor x 10.30 jor = \$ 564,007.00
Ayudante
\$ 34,747.00/jor x 10.30 jor = \$ 357,894.00

Andamios.

Número de marcos requeridos 61.80m = 45.55 ÷ 1.80m = 26
Madera por marco
1 pz., 2" x 8" x 5.00 m = 22 PT
1 pz., 2" x 8" x 2.50 m = 11 PT
1 pz., 2" x 8" x 1.20 m = 7 PT
2 pz., 2" x 8" x 0.40 m = 2 PT
total = 53 PT x 26 marcos = 1378 PT
\$ 4,750.00/PT x 1378 PT = \$ 6'545,500.00

Piso, 5 Tablones, 130 pzs. 2" x 8" x 2.50m = 1421 PT
\$ 4,750.00/PT x 1421 PT = \$ 6'749,750.00

Barandales, 52 pzs 2" x 4" x 3.60m = 410 PT
\$ 4,750.00/PT x 410 PT = \$ 1'947,500.00

Ciavos 25 kg x \$ 4000.00 = \$ 100,000.00

Mano de obra armado de andamios.
Carpintero 50 m² ÷ 8 m²/jor = 6.25 Jor.
\$ 54,758.00/jor x 6.25 jor = \$ 342,238.00
Ayudante
\$ 34,747.00/jor x 6.25 jor = \$ 217,189.00

Sobrestante para cimbra, con base en 4 carpinteros.
\$ 60,250.00 x 7 Jor = \$217,189.00

Sierras y equipo.
\$ 5,450.00 x 224 hrs = \$ 1'220,800.00

Costo total de la cimbra = \$ 58'328,015.00
Menos valor de rescate de la madera \$ 54'116,754.00 ÷ 4 = \$ 13'529,188.00
Total = \$ 44'798,827.00

Descimbrado ≈ 25% del costo de mano de obra de cimbrado.
2'688,465 ÷ 4 = \$ 672,116.00

Costo neto total =

\$ 45'488,943.00

Costo/m2 de cimbra \$ 43'488,943.00 ÷ 108.00 m2 = \$ 421,009.00
 Costo/m2 de muro \$ 45'468,943.00 ÷ 2238 = \$ 20,317.00
 Costo total de alquiler de gatos = \$ 12'401,391.00

Acero de refuerzo: se agrega 8 % por traslapos.

Vertical con # 1/2 @ 40 cm ambas caras
 Número de varillas = $\pi(14.385+14.115) \div 0.40 = 224$ pzas.
 Longitud total = $224 \times 25 = 7475 \text{ m} \times 0.996 \text{ kg/m} = 5578 + 8x = 6024 \text{ kg}$
 $\$ 1'875,000.00/\text{t} \times 7 \text{ t} = \$ 13'125,000.00$

Circunferencial con # 3/4" @ 40 cm ambas caras.
 Número de anillos = $25 \text{ m} \div 0.40 = 63$ pzas.
 Longitud del anillo = $\pi(14.414+14.14088) = 89.71 \text{ m}$
 Longitud total = $63 \times 89.71 = 5652 \text{ m} \times 1.552 \text{ kg/m} = 8772 + 8x = 9474 \text{ kg}$
 $\$ 1'842,000.00/\text{t} \times 10 \text{ t} = \$ 18'420,000.00$

Pilastras : 4 pzas.
 Varillas verticales 10 # 1/2"
 Longitud total = $4 \times 10 \times 25 = 1000 \text{ m} \times 0.996 \text{ kg/m} = 996.00 + 8x = 1076 \text{ kg}$
 $\$ 1'842,000.00/\text{t} \times 1.1 \text{ t} = \$ 2'028,200.00$
 Varillas transversales # 1/2" @ 25 cm
 Número de varillas = $25 \div 0.25 = 100 \times 4 = 400$ pzas.
 Longitud total = $400 \text{ pzas.} \times 6.5 \text{ m} = 2600 \text{ m} \times 0.996 \text{ kg/m} = 2590 \text{ kg}$
 $\$ 1'842,000.00/\text{t} \times 2.6 \text{ t} = \$ 4'789,200.00$

Acero para amarrre = $20 \text{ t} \times 5 \text{ kg/t} = 100 \text{ kg}$
 $\$ 1,995.00/\text{kg} \times 100 \text{ kg} = \$ 200,000.00$

Mano de obra
 Fierros : $20 \text{ t} \div 0.6 \text{ t/jor} = 33.3 \text{ jor}$
 $\$ 54,758.00/\text{jor} \times 33.3 \text{ jor} = \$ 1'825,267.00$

Costo total del acero de refuerzo = \$ 40'385,667.00

Acero de presfuerzo. (ver anexo V)

Número de cables = 88 anillos $\times 2$ cables 12#7/anillo = 176 cables.
 Longitud total = $176 \text{ cables} \times 22 \text{ m/cable} = 3872 \text{ m} \times 3.70 \text{ kg/m} = 14,326 \text{ kg}$
 Anclajes vivos 12#7 = 176 cables $\times 2$ pzas/cable = 352 pzas
 Costo por el servicio de postensado incluyendo acero de presfuerzo, materiales de postensado, mano de obra técnica, el equipo de tensado e inyección y mano de obra general (Anexo V) = \$ 10,122.00/kg

$\$ 10,122.00/\text{kg} \times 14,326 \text{ kg} = \$ 145'007,772.00 \div 1.5 = \$ 96'671,848.00$

Costo del presfuerzo = \$ 96'671,848.00

Concreto:

Volumen = $[\pi(7.25^2 - 7^2) + 0.25 \times 1.50 \times 4] 25 = 317.3 \text{ m}^3$
 Desperdicio 3 % = 9.5 m^3
 $\$ 295,000.00/\text{m}^3 \times 326.8 \text{ m}^3 = \$ 96'408,000.00$

Mano de obra adicional.

Tiempo de colocación de concreto.

$25 \text{ m} \div 0.20 \text{ m/hr} = 125 \text{ hr} = 15.625 \text{ Jor}$

Operador malacate	: 15.625 Jor x \$ 51,359 = \$ 802,484.00
Operador gatos	: 15.625 Jor x \$ 90,747 = \$ 1'417,922.00
Operador cubeta	: 15.625 Jor x \$ 69,307 = \$ 1'082,922.00
Operador vagones	: 15.625 Jor x \$ 57,698 = \$ 901,531.00
Carpintero	: 15.625 Jor x \$ 54,758 = \$ 855,594.00
Albañil	: 15.625 Jor x \$ 54,758 = \$ 855,594.00
Ayudante Albañil	: 15.625 Jor x \$ 34,747 = \$ 542,922.00
Picador	: 15.625 Jor x \$ 34,747 = \$ 542,922.00
Peones: 3x15.625 = 46.875 Jor	x \$ 31,302 = \$ 1'467,281.00
Costo de mano de obra = \$ 8'469,173.00	

Costo total del concreto = **\$ 104'875,173.00**

Equipo y Maquinaria.

Malacate = 125 hra x \$ 28,165.00/hr = \$ 3'520,625.00
 Luces y electricidad = \$ 4'610,801.00

Costo total de maquinaria y equipo = **\$ 8'131,426.00**

4.3.1 Resumen de Costos.

Cimbra	: \$ 45'468,943.00
Gatos	: \$ 12'401,391.00
Acero de refuerzo	: \$ 40'385,667.00
Acero de presfuerzo	: \$ 96'671,848.00
Concreto	: \$ 104'875,173.00
Maquinaria y equipo	: <u>\$ 8'131,426.00</u>
Costo total	: <u><u>\$ 307'934,448.00</u></u>

4.4 Estimación del costo de construcción del silo de concreto armado.

Hipótesis:

Diámetro interior	= 14.00 mts
Espesor del muro	= 25 cm
Altura del muro	= 24.76 m \approx 25.00 m
Circunferencia interior	= 43.98 m
Circunferencia exterior	= 45.55 m

El acero de refuerzo se indica en el apartado 3.5

Se utilizará concreto pomezclado $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ TMA 3/4" R.H. $8 \pm 2 \text{ cm}$.

La velocidad media de colado sera de 0.12 m/hr.

La duela de contacto de la cimbra sera de 1.20 m de altura con área de superficie combinada en los dos lados del muro igual a 108 m^2 .

Para la estimación del costo de construcción del silo de concreto armado se necesitará únicamente establecer el costo del acero de refuerzo y del concreto dado que el costo de las partidas restantes puede tomarse del análisis precedente.

El costo sera:

Acero de refuerzo: se agrega 8 % por traslapes.

Vertical con $\phi 1/2$ " 40 cm ambas caras

Número de varillas = $\pi(14.385+14.115) \div 0.40 = 224 \text{ pzas.}$

Longitud total = $224 \times 25 = 7475 \text{ m}$ $\times 0.996 \text{ kg/m} = 5578 + 8\% = 6024 \text{ kg}$

$\$ 1'875,000.00/t \times 7 \text{ t} = \$ 13'125,000.00$

Circunferencial con:

$\phi 1/2$ " 40 cm ambas caras.

Número de anillos = $3.2 \text{ m} \div 0.40 = 8 \text{ pzas.}$

Longitud del anillo = $\pi(14.414+14.14088) = 89.71 \text{ m}$

Longitud total = $8 \times 89.71 = 718 \text{ m}$ $\times 0.996 \text{ kg/m} = 715 + 8\% = 772 \text{ kg}$

$\$ 1'875,000.00/t \times 0.772 \text{ t} = \$ 1'447,500.00$

$\phi 5/8$ " 40 cm ambas caras.

Número de anillos = $2 \text{ m} \div 0.40 = 5 \text{ pzas.}$

Longitud del anillo = $\pi(14.414+14.14088) = 89.71 \text{ m}$

Longitud total = $5 \times 89.71 = 449 \text{ m}$ $\times 1.552 \text{ kg/m} = 697 + 8\% = 753 \text{ kg}$

$\$ 1'858,500.00/t \times 0.753 \text{ t} = \$ 1'399,450.00$

Ø 5/8" Ø20 cm ambas caras.

Número de anillos = $6 \text{ m} \div 0.20 = 30 \text{ pzas.}$

Longitud del anillo = $\pi(14.414+14.14086) = 89.71 \text{ m}$

Longitud total = $30 \times 89.71 = 2691 \text{ m} \times 1.552 \text{ kg/m} = 4177 + 8x = 4511 \text{ kg}$

\$ 1'858,500.00/t x 4.511 t = \$ 4'383,694.00

Ø 3/4" Ø20 cm ambas caras.

Número de anillos = $6 \text{ m} \div 0.20 = 30 \text{ pzas.}$

Longitud del anillo = $\pi(14.414+14.14086) = 89.71 \text{ m}$

Longitud total = $30 \times 89.71 = 2691 \text{ m} \times 2.235 \text{ kg/m} = 6014 + 8x = 6495 \text{ kg}$

\$ 1'842,000.00/t x 6.495 t = \$ 11'963,790.00

Ø 1" Ø40 cm ambas caras.

Número de anillos = $33 \text{ m} \div 0.40 = 83 \text{ pzas.}$

Longitud del anillo = $\pi(14.414+14.14086) = 89.71 \text{ m}$

Longitud total = $83 \times 89.71 = 7446 \text{ m} \times 3.973 \text{ kg/m} = 29583 + 8x = 31950 \text{ kg}$

\$ 1'809,000.00/t x 31.950 t = \$ 57'797,550.00

Acero para amarrrre = $52 \text{ t} \times 5 \text{ kg/t} = 260 \text{ kg}$

\$ 1,895.00/kg x 260 kg = \$ 518,700.00

Mano de obra

Ferreros : $52 \text{ t} \div 0.4 \text{ t/jor} = 130 \text{ jor}$

\$ 54,758.00/jor x 130 jor = \$ 7'118,540.00

Costo total del acero de refuerzo =

\$ 97'754,224.00

Concreto:

Volumen = $\pi(7.25^2 - 7^2) 25 = 279.8 \text{ m}^3$

Desperdicio 3 x = 8.4 m^3

\$ 295,000.00/m³ x 288.2 m³ = \$ 85'019,000.00

Mano de obra adicional.

Tiempo de colocación de concreto.

$25 \text{ m} \div 0.12 \text{ m/hr} = 209 \text{ hr} = 28.125 \text{ jor}$

Operador malacate : 28.125 jor x \$ 51,359 = \$ 1'341,754.00

Operador gatos : 28.125 jor x \$ 90,747 = \$ 2'370,785.00

Operador cubeta : 28.125 jor x \$ 69,307 = \$ 1'810,645.00

Operador vagones : 28.125 jor x \$ 57,698 = \$ 1'507,380.00

Carpintero : 28.125 jor x \$ 54,758 = \$ 1'430,553.00

Albañil : 28.125 jor x \$ 54,758 = \$ 1'430,553.00

Ayudante Albañil : 28.125 jor x \$ 34,747 = \$ 907,785.00

Picador : 28.125 jor x \$ 34,747 = \$ 907,785.00

Peones : $3 \times 28.125 = 78.375 \text{ jor} \times \$ 31,302 = \$ 2'453,294.00$

Costo de mano de obra = \$ 14'160,454.00

Costo total del concreto =

\$ 99'179,454.00

Equipo y Maquinaria.

Malacate = 209 hrs x \$ 28,165.00/hr = \$ 5'886,485.00
Luces y electricidad = \$ 7'709,259.00

Costo total de maquinaria y equipo = \$ 13'595,744.00

4.4.1 Resumen de Costos.

Cimbra	:	\$	45'468,943.00
Gatos	:	\$	12'401,391.00
Acero de refuerzo	:	\$	97'754,224.00
Concreto	:	\$	99'179,454.00
Maquinaria y equipo	:	\$	<u>13'595,744.00</u>
Costo total	:	\$	<u>268'399,756.00</u>

4.5 Análisis comparativo.

Procederemos a evaluar los resultados de nuestro estudio según un enfoque estructural, constructivo y económico:

a) Enfoque estructural.

En el capítulo dos señalamos que el silo es una estructura sometida a esfuerzos de tensión originados en gran medida por las presiones del material almacenado y la elevada temperatura con la que se ensila el cemento. La forma en que se busca el equilibrio del estado de esfuerzos descrito es la principal diferencia estructural.

En la primer opción el equilibrio se logra mediante el presfuerzo aplicado a la estructura. En la segunda, la adherencia del acero de refuerzo y el concreto es el factor que da el equilibrio.

Otra diferencia estructural es la presencia de grietas en los muros del silo. Es más probable que el fenómeno de agrietamiento se presente en el silo de concreto reforzado que en el de concreto presforzado. Asimismo es importante revisar que el ancho de grieta actuante sea menor que el admisible, siempre y cuando se elija aquella solución.

Podemos afirmar que los procedimientos de cálculo son muy similares según lo pudimos constatar en los capítulos anteriores.

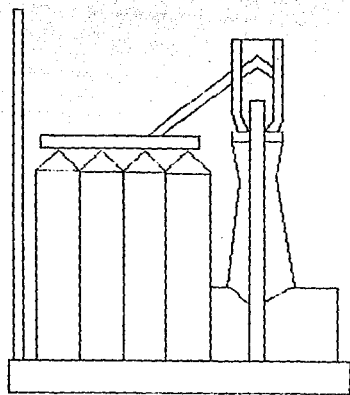
b) Enfoque constructivo.

Existe por naturaleza una diferencia entre el concreto reforzado y el concreto presforzado, no solamente por los materiales que se emplean para su fabricación sino por las técnicas y técnicos empleados durante el proceso constructivo y otros aspectos que fueron discutidos oportunamente en los capítulos dos y tres. A esto debemos de agregar la no menos importante diferencia entre tiempos empleados para la construcción del silo. Es obvio que el concreto presforzado permite desplantar en menor tiempo una obra de esta naturaleza pero no sin ello verse reflejado en otro aspecto: costos.

c) Enfoque económico.

Los indicadores económicos de este estudio fueron citados en los dos apartados precedentes. Las partidas que reflejaron mayores diferencias fueron: acero de refuerzo y maquinaria y equipo, debidas intrínsecamente al comportamiento estructural del silo y a los procedimientos constructivos, respectivamente.

Según nuestro análisis económico el silo de concreto reforzado origina los menores costos. Sin embargo, podemos afirmar que a largo plazo los costos por mantenimiento son mayores en ésta alternativa que en la otra, lo cual disminuye la diferencia de erogaciones.



CONCLUSIONES

C O N C L U S I O N E S .

De acuerdo con el objetivo establecido al inicio de este trabajo hemos realizado un estudio estructural, constructivo y económico que nos permitió determinar la solución adecuada al problema de diseño de silos de almacenamiento de cemento: concreto presforzado o concreto reforzado.

Las conclusiones en detalle fueron expuestas en el apartado 4.5.

Por último, la ayuda que en un momento determinado pudiera prestar este trabajo a la solución de un problema análogo nos llenaría de absoluta satisfacción y compensaría las horas de trabajo dedicadas a la elaboración del mismo.

MIQUEL HENDIETA LARINO.

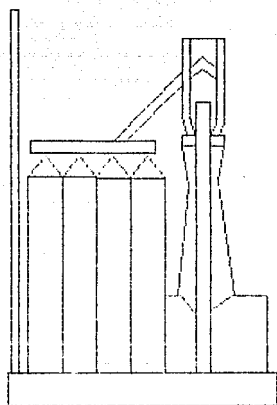
B I B L I O G R A F I A .

1. Orús Asso., F. MATERIALES DE CONSTRUCCION. Ed. Dossat S.A., 7ª edición. Madrid, Esp., 1981.
2. Dr. Fritz keil, P. CEMENTO: FABRICACION, PROPIEDADES, APLICACIONES. Editores Tecnicos Asociados S.A., 1ª edición. Barcelona, Esp., 1973.
3. Revenet C., J. SILOS TEORIA, INVESTIGACION, CONSTRUCCION. Editores Tecnicos Asociados S.A., 1ª edición. Barcelona, Esp., 1977.
4. Revenet C., J. SILOS DEFORMACIONES, FALLAS, EXPLOSIONES, PREVENCIÓN DE ACCIDENTES. Editores Tecnicos Asociados S.A., 1ª edición. Barcelona, Esp., 1978.
5. Krauss, W. TECNICA PARA SILOS DE GRAN CAPACIDAD EN EL CONJUNTO DE INSTALACIONES EN LA INDUSTRIA DEL CEMENTO. Cemento Hormigón. España. Noviembre, 1982. pp. 3-18.
6. Timm, G. CONSTRUCCION DE SILOS DE GRANDES DIMENSIONES PARA LA INDUSTRIA DEL CEMENTO. Cemento Hormigón. España. Noviembre, 1982. pp. 19-32.
7. Revenet C., J. SILOS PARA ALMACENAMIENTO DE CEMENTO. Cemento Hormigón. España. Noviembre, 1982. pp. 33-54.
8. Equipo de Ingenieros. DISEÑO Y CONCEPCION DE SILOS DE CEMENTO. Cemento Hormigón. España. Noviembre, 1982. pp. 55-63.
9. Lumbruso, A. NUMERICAL DETERMINATION OF THE LOADS APPLIED BY MATERIALS STORED IN SILOS. International Civil Engineering. Vol. 11, No. 9. Israel. Marzo, 1972. pp. 385-411.

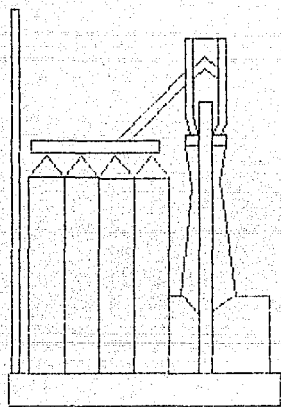
10. Aubry, M. EFFORTS S'EXERÇANT DANS LES SILOS (NORME ALLEMANDE DIN 1055, FEUILLE 6). Annales de l'Institute Technique ou Batiment et des Travaux Publics. Vol. XXI, No. 249. Francia. Septembre, 1968. pp. 1270-1280.
11. Document Technique Unifié (DTU). REGLES DE CALCUL DES CARACTERISTIQUES THERMIQUES UTILES DES PAROIS DE CONSTRUCTION ET DES DEPERDITIONS DE BASE DES BATIMENTS. Cahier du C.S.T.B. No. 89. Paris, Fra. Decembre, 1967.
12. Comite ACI 313. RECOMENDED PRACTICE FOR DESIGN AND CONSTRUCTION OF CONCRETE BINS, SILOS AND BUNKERS FOR STORING GRANULAR MATERIALS (ACI 313-77) AND COMENTARY. American Concrete Institute. Detroit, USA. 1977.
13. Document Technique Unifié (DTU). REGLES DEFINISSANT LES EFFETS DE LA NEIGE ET DU VENT SUR LES CONSTRUCCIONS ET ANNEXES. Societe de Diffusion des Techniques de Batiment et des Travaux Publics. Paris, Fra. 1967.
14. UNIFORM BUILDING CODE.
15. C.F.E. MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES. Instituto de Investigaciones Electricas. Fasciculos: Estructuras (C.1.3., C.2.5. y C.2.7.). México. 1983.
16. Dyer, M. ÉTUDE DES CHEMINÉES EN BÉTON ARMÉ. Annales de l'Institute Technique du Batiment et des Travaux Publics. Vol. IX, No. 221. Francia. MAI, 1966. pp. 602-633.
17. Larson Thomas, D. CONCRETOS DE CEMENTU PORTLAND Y ASFALTICOS. Ed. Continental. Mexico. 1966.
18. REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DE CONCRETO REFORZADO (ACI 318-85) Y COMENTARIOS. Instituto Mexicano del Cemento y el

Concreto.

19. Rissone and Williams. VIBRATIONS OF MINEARY TAPERED BEAMS. Journal of the Engineering Mechanics Division Proceedems of the American Society of Civil Engineers. Vol. 8, No. EM-5. USA. October, 1963. p. 192.
20. Timoshenko, S. THEORY OF PLATES AND SHELLS. Mc Graw Hill, 2ª edición. New York, 1969.
21. Gerwick Jr., B. C. CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO PRESFORZADO. Ed. Limusa, 1ª edición. México, 1978.
22. Ricquard, M. J. ENCOFRADOS. CALCULO Y APLICACIONES EN EDIFICACION Y OBRAS CIVILES. Editores técnicos Asociados S.A., 1ª edición. Barcelona, Esp., 1980.



ANEXOS



ANEXO I

A. Lombroso*

Numerical Determination of the Loads Applied by Materials Stored in Silos

Translated from *Annales de l'Institut*

TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX

PUBLICS, XXIII (1970), No. 267-268, pp. 55-79

by courtesy of *INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS*, Paris

Keywords: silos, lateral pressures, structural analysis, structural design, slip-form construction, reinforced concrete, reinforcing steels

1. Introduction.

1.1. Object of Present Investigation, and Basic Hypotheses.

The present investigation deals with the numerical determination of the loads applied by granular materials on the walls of cylindrical silos.

It is assumed that

- the height of any hopper at the bottom of the silo is not a large fraction of the overall height h of the silo¹
- the normal cross section of the cylindrical part of the silo contains two axes of symmetry²
- the walls of the silo are rough³
- the material contained in the silo is in principle dry;
- considering the substance in the silo as granular implies that its intrinsic curve may be represented by two straight lines passing through the origin of coordinates⁴ (Fig. 1).

We introduce the following notation:

φ is the angle of internal friction of the material (in $^{\circ}$)⁵;

*Mining Engineer

ψ is the angle of friction of stored material on silo wall (in $^{\circ}$);

ω is the bulk specific gravity of the material (in t/m^3 (lb/ft^3))

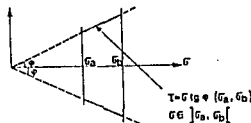


Fig. 1.

No initial assumptions are made on the forms of the variations of φ , ψ , and ω with the other parameters of the problem for a given silo and material stored in it.

We shall consider the case in which the silo is not equipped with antidynamic devices serving to reduce this stress increases during discharge, referred to the stresses

during filling. Cells equipped with such systems will not be considered here.

The different coefficients and numerical values given below form a complete set; any partial use of these elements will yield a safety margin differing from that which it is desired to obtain.

1.2. Analysis Procedure.

We shall first consider the influence of the dimensions of the cells on the validity of the "asymptotic" theories.⁶

After this we shall consider the variations of φ and ω in a given silo.

We shall then propose our system of given magnitudes and safety coefficients, which permits numerical determination of the loads, after having stated the hypotheses forming the basis of the "asymptotic" methods and referred to the corresponding theoretical formulas.

The additional loads (such as those due to temperature gradients or the introduction of compressed air) and design measures (e.g., to ensure tightness) will be indicated.

The analysis will be concluded with a comparison between the numerical results obtained by us and those yielded by the German Standards (DIN 1055) (Ref. 30).

2. The Influence of the Silo Dimensions

2.1 The Problem of Limit Slenderness, and Allowing for the Conditions at the Ends.

Silos are at present being built with increasingly large dimensions in plan, without the height h of the structure always being raised in proportion. Cells of circular section with diameters of 10, 12, or 15 m (32.8, 39.4 or 49.2 ft) are frequently built, the height varying between 15 and 20 m (49.2 and 65.6 ft).

Under these conditions we must:

1) define an arbitrary slenderness, which may be the ratio of the height h of the silo to the most representative parameter of the horizontal section (from the aspect of the loads applied by the stored material,) i.e., the hydraulic radius r_h .⁷

2) determine whether there is a lower limit for the ratio h/r_h below which the study of an average region of the silo does not make any sense. This problem is a matter of principle, both in the case of filling and in that of discharge.

It furthermore appears that the conditions in the lower zone during discharge have a perturbing effect over a certain height from the bottom upward: this is found by

comparing two usual procedures for discharging stored materials (Fig. 2):

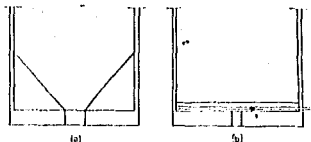


Fig. 2. Lower parts (schematic) of two silos of 12 m (39.4 ft) diameter. a) Discharge by gravity; b) Discharge by means of fluidification through blowing-in air.

— simply sliding along a hopper (actual hopper or slope);

— fluidification near the bottom, obtained through blowing-in air from pipes arranged on a flat bottom.

Discharge has the effect of creating a stressed state which near the bottom need not be the same in the two cases just mentioned (section 4.8). This stressed state may thus in at least one of these cases be different over a certain height from that found by using one of the formulas of the general theory of discharge.

We must therefore define a set of structures which are high enough for us to assume that the pressures in a central region M of the structure are independent of the conditions at the ends; this refers not only to the lower end and the method of discharge, but also to the slope on top.⁸ (Fig. 3).

This hypothesis, which recalls *Saint-Venant's* principle referring to beams but is more restrictive, is generally accepted for the case of filling.⁹ It is also implicitly accepted for the case of discharge in several of the latest theories:

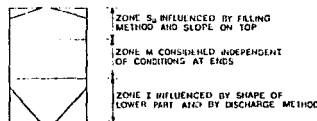


Fig. 3.

Pioger and Wenzel (Ref. 28) and the German Standards (Ref. 28, 30) recommend in the case of filling the adoption of a law of stress variation, which is independent of the conditions at the ends, over the entire height of the

silo: they assume that the stresses during discharge are reduced over a certain height, measured from the bottom; above this height the bottom does not influence the stress distribution, according to their theory, except possibly through the eccentricity of the discharge opening (Fig. 4).

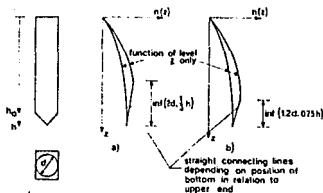


Fig. 4. Reduction of stresses near bottom, according to DIN 1055-6. a) Sept. 1962 edition, b) Nov. 1964 edition.

Jenike and Johnson (Ref. 40) investigated in detail the stresses in a hopper during discharge when the opening is central. They distinguish between two different discharge processes, according to the type of hopper; however, they assume that above a certain height measured from the bottom (which varies according to the inclination and the angle of friction of the hopper wall) the pressures no longer depend on what happens in the lower part of the silo (Fig. 5).

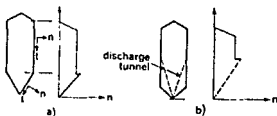


Fig. 5. Distribution of normal stress component on wall during discharge (according to Jenike and Johnson) a) Discharge "en masse", b) Discharge "through funnel"

(It should be noted that Fig. 5 approximately retains the proportions of the original sketch in which h/r_h is of the order of 10).

Caquot and Kerisel's theory of discharge, as given in the fourth edition of their book (Ref. 35), is an exception since it is based on the principle that the influence of the depth of the discharge opening is noticeable over

the entire height of the silo: the principal pressures at a point M depend mainly on the distance of this point from the lower end O and on r_0 (Fig. 6).

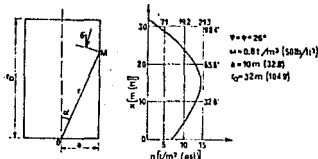


Fig. 6. Caquot and Kerisel's theory of discharge, according to 4th edition of "Traité de Mécanique des Sols" (Treatise on Soil Mechanics). Example of silo of 20 m (65.6 ft) diameter and 32 m (105 ft) height.

2.2 The Experimental Origin of the "Asymptotic" Theories and the Silo Dimensions

It will be seen that two ways are possible in order to develop an "asymptotic" theory of silos. We may either consider the equilibrium of a slice of the stored material and introduce a hypothesis (arbitrary or empirical) on the relationship between the mean pressures; such a hypothesis will be justified by the results to which it leads (section 4.1.1.). Alternatively, we may proceed directly from the experimental establishment of the existence of limits n_m (sections 4.1.2 and 4.1.3).

The experimental base of the theory is indisputable in either case.

However, tests to establish clearly the limits n_m during filling, which we shall consider as "experiments of group I," have mostly been carried out on small-scale models, or on full-size silos having the following two characteristics: a hydraulic radius r_h of the normal section, which is less than 2.0 m (6.56 ft);

a ratio h/r_h (height to hydraulic radius) which generally is larger than 15.

Table I indicates the characteristics, from this aspect, of some experiments.

In our opinion one should distinguish between the two given magnitudes, i. e., the height and the hydraulic radius.

2.3 The Limit Slenderness.

2.3.1. The Definition of h .

Consider as horizontal reference plane the upper surface of the cell if the latter is closed. When the cell is

TABLE I.
Experiments of Group I

Author ¹⁰	Nature of Experiment	Year	h/r_b		r_b		h/r_b
			(m)	(ft)	(m)	ft	
Prante	Circular steel cells, wheat	1896 ¹²	16	52.4	0.375	1.23	42.7
Jamieson	Square cells of corrugated sheets, wheat	1903 ¹²	2.0	6.56	0.076	0.15	≈26
Lufft	Circular reinforced-concrete cells, wheat	1903	15.0	49.2	0.86	2.82	17.4
Pleissner	Rectangular reinforced-concrete cells, wheat	1905	≈17.0	55.7	0.72	2.36	≈23.5
Reimbert	Octagonal cells with corrugated walls, wheat	1953	22.0	72.2	1.225	4.02	18.0
Pieper and Wenzel	Cells with smooth or rough walls, wheat and sand	1961/62	3.08	10.1	0.15	0.5	20.6

open, the reference plane delimits, above the upper level of the cell walls, a volume V which is equal to that of the cone on top in the most unfavorable case. We may, in order to determine V , assume $\varphi = 1.5 \text{ rad} \approx \tan \varphi$, where φ is the angle of repose.

The origin is located in the reference plane; the positive direction of z is downward. The total height h of the silo is measured between the origin and the discharge opening (Fig. 7).

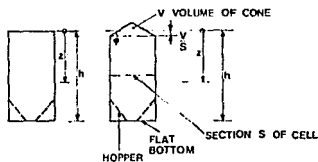


Fig. 7.

It may be noted also in this case that the approximation, in which the real shape of the upper surface is neglected, is only justified if h is sufficiently large in comparison with the parameters defining the section, so that there is an intermediate zone which is not influenced by the shape of the upper surface.

2.3.2 Limitation of the Slenderness

We must now indicate the limiting value of h/r_b , whose necessity has been proved in sections 2.1 and 2.2.

We shall assume that the "asymptotic" theory applies only to silos whose height is at least five times the hydraulic radius r_b .

We need only compare the schematic elevation of a silo for which $h = 5 r_b$, with those of two cells considered in the experiments of group I (cf. section 2.2) in order to see that this condition leads to a quite wide applicability of the theory, once its experimental bases are remembered (Fig. 8).

Below the limit slenderness we may employ for each level the more unfavorable of the following two compu-

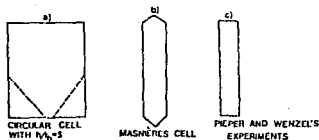


Fig. 8. a)—circular cell with $h/r_b = 5$ b)—Manlières cell, c)—Pieper and Wenzel's experiments, (different scales were used in the three sketches.)

tation methods: that which is based on consideration of the cell as a silo, and that in which the walls and bottom are analyzed as retaining walls during filling, and as a hopper during filling and discharge.

2.4 The Influence of the Hydraulic Radius.

2.4.1. The Nature of the Problem.

We have seen in section 2.2 that the experiments, which clearly indicated the limit values n_m , were mainly carried out on silos having a maximum value $r_h = 2\text{ m}$ (6.56 ft), which formed a fairly limited group.

Measurements on circular silos with diameters of 8 to 20 m (26 to 65 ft), which might be collected in a second group of experiments, are less numerous; the interpretation of these results is more difficult.

Thus, the diagrams due to *Vandepitte* and *Atthe* (1961, Ref. 42)¹³ and to *Petrov* (1958, Ref. 20)¹⁴ for cement silos of 10 m (32.8 ft) diameter, built of reinforced concrete, show clearly that the pressures vary little at large depths during filling. On the other hand, the diagram due to *Rowe* (Ref. 23) for a cement silo of 9.15 m (30 ft) diameter has a maximum at one third of the height (measured from the bottom) in the case of filling.

At least one experimental study has been performed on a silo of more than 20 m (65.6 ft) diameter. This was carried out on the silo at Corbehem (Ref. 31).

2.4.2. The Sugar Silo at Corbehem.

Mahlague (Ref. 27) has shown that the experimental results obtained for this silo are perfectly obvious if it is assumed that the distribution of the lateral pressure on the wall is a linear function of the depth.

He referred to the law proposed by *Prof. Wastlund*, which in our notation is $n = 0.41z$.

Fig. 9 shows the values given by *Prof. Wastlund*, those obtained experimentally by *Mahlague*, and those computed by means of the German Standards DIN 1055.

It is seen that the law proposed by *Prof. Wastlund* is in better agreement with the experimental results for filling [sic] than the German Standards, since the latter correspond to a safety factor which is constant over the entire height of the silo.

A theoretical explanation of the phenomenon, indicated by the experimental results obtained by *Mahlague*, may give rise to several contradictory hypotheses.

It is possible to assume that the results obtained by *Mahlague*, i. e., that the stresses vary linearly with the height, are valid only for sugar silos.

It may also be observed that the ratio h/r_h is small for the silo at Corbehem, since it is approximately 3.80,

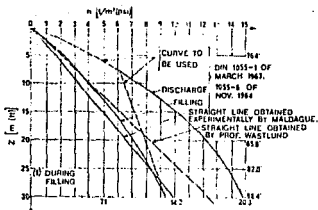


Fig. 9. Sugar silo at Corbehem, of 35 m (114.8 ft) diameter, with internal column of 3.60 m (11.8 ft) diameter.

i. e., less than the value of 5 which we have considered as a quite low lower limit.

It is in our opinion equally plausible to assume that the pressure on the silo walls no longer obey the "asymptotic" law above a certain horizontal section, irrespective of the total height of the silo.

2.4.3. Limitation of Hydraulic Radius.

We propose to fix a value of 3.50 m (11.5 ft) for the hydraulic radius, above which it is no longer obvious that the curve of the pressures on the silo wall during filling has an asymptote parallel to the z-axis.

2.5. Conclusion — The Influence of the Silo Dimensions.

We sum up the results of the above discussion as follows:

We only consider silos whose height is larger than five times the hydraulic radius of the normal section; the safety factors defined in section 4.5.1 correspond to cells whose hydraulic radius do not exceed 3.5 m (11.5 ft).

We believe that outside this domain the applicable physical laws are no longer exactly the same. It is therefore preferable to do without any "asymptotic" theory above a diameter of the order of 20 to 30 m (65.6 to 98.5 ft)¹⁵, (cf. section 4.5.3).

3. Variations of Basic Characteristics of Stored Material

3.1. Real Shape of Intrinsic Curve, and Various Factors Influencing ϕ .

3.1.1. Cohesion.

The definition in section 1.1 presupposes that the material stored is cohesionless. In reality, certain reports

of tests made with stored material show that, while the intrinsic curve is straight, it intersects the axis of ordinates at a small distance from the origin. In other words, there is a small cohesion in some cases, and nothing forbids its being taken into account in the theory. Jenike and Johansen (Ref. 40) explicitly mention the possibility of its existence. We believe, however, that the error introduced through neglecting cohesion is not significant, provided that it is really neglected and is not included in the nominal angle of friction¹⁶. The wall-friction angle would in fact be increased arbitrarily in this case, since we may assume that, except for some materials like cement, even a slight cohesion in the interior of the stored mass need not cause measurable "sticking" to the wall (Fig. 10).

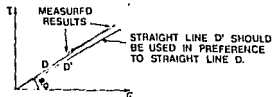


Fig. 10.

3.1.2. The Real Shape of the Intrinsic Curve.

Tests of granular material do not always indicate the angle φ_0 shown in Fig. 10, or even the angle $\varphi(\sigma_n, \sigma_s)$ defined in Fig. 1.

Despeyroux (Ref. 19) in particular has noted that "in a rotary shear-test apparatus. . . . the internal friction increases rapidly up to a maximum which is reached at a displacement of several mm. When the test is continued, the angle of friction decreases and tends to a minimum which is reached at a displacement of the order of 20 to 30 mm (0.8 to 1.2 in.). One is thus induced to define a maximum angle of friction, corresponding to small relative displacements, and a minimum angle of friction, corresponding to large displacements."

Furthermore, the angle φ varies with the void ratio: Caquot and Kisel relate the internal friction angle of sand to the void ratio e by the following averaged law, valid for fairly uniform sand and gravel (Ref. 16):

$$\varphi = \arctan \frac{0.55}{e}$$

Tests, carried out by Reimbert and Reimbert on various substances stored in silos, such as wheat and crushed superphosphates (Ref. 15), have shown that the variation of φ with σ (and thus with e) for these materials obey a different law than that for sand, where φ increases with the compaction. The same was observed by Funagalli with clinker (Ref. 25).

Figure 11 shows the results obtained by Reimbert and Reimbert for wheat, as well as those obtained by Funagalli.

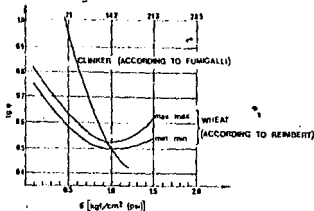


Fig. 11.

We can represent the results shown in Fig. 11 in terms of $\tan \varphi(\sigma)$ instead of $\tan \varphi(\sigma)$. It is then found that the curve in Fig. 1 for wheat is given by several segments corresponding to intervals (σ_n, σ_s) of 0.1 to 0.2 bars (1.4 to 1.8 psi). Clinker behaves in the interval $\sigma \in (0.5, 1.2)$ as if φ were zero, with the cohesion $c \approx .5$ bars (7.1 psi). Considering the angle φ is then only a convenient fiction for the calculation (Fig. 12).

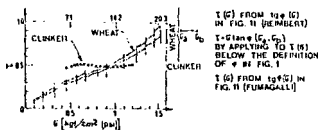


Fig. 12.

The consequences of the dependence of φ on σ are important in view of the dimensions of the horizontal sections of the largest silos at present in use.

In fact, the maximum sections of cells for a given substance have been increasing continuously for the last ten years.

However, the maximum vertical pressures during filling of wheat silos of 3.5, 7, and 14 m (11.5, 22.9, and 45.9 ft) diameter and respectively 30, 35, and 40 m (98.7, 114.8 and 131.2 ft) height are respectively 0.37, 0.73, and 1.37 bars (5.3, 10.4 and 19.5 psi)¹⁷. Thus, the value of $\tan \varphi$ min on a given vertical vary by approximately -15% in a silo of 3.50 m (11.5 ft) diameter, but by approximately

-30° , in a wheat silo of 7 m (23 ft) diameter, and by up to -34° , in a grain silo of 14 m (45.9) diameter, referred to the value of $\tan \varphi_{min}$ near the origin (in the reference plane on top). The region of the lowest values of $\tan \varphi_{min}$ is not of negligible extent in the last case.

Similar considerations are possible for materials like cement, if the results of measurements of φ as function of σ are available.

Cement, however, has a bulk specific gravity varying between 1.1 and 1.4 t/m³ (680 and 870 lb/ft³), which is 50% more than that of cereals. The vertical stresses at the bottom of a modern large silo of 12 to 15 m (39.3 to 49.2 ft) diameter exceed 2 bars (28.4 psi). This gives rise to the suspicion that the range of variation of $\tan \varphi$ with the height is even larger than for wheat silos¹⁸.

In any case, the variation of $\tan \varphi$ ¹⁹ for clinker is probably larger than -57% , as indicated by *Fumagelli's* curve, since the latter is limited to $\sigma = 1.2$ bars (17 psi) whereas the vertical pressures near the bottom may attain 2 to 3 bars (28.4 to 42.8 psi) in large silos for clinker.

It may thus be stated that at present it is preferable not to neglect the variation of φ with the height. This will cause us to assume angles φ_z in the calculation, which are smaller than the measured angles, when we want to retain the assumption that φ is independent of z . We may call them "conventional angles of internal friction."

3.1.3. The Influence of Moisture on φ .

We assume that the materials are stored in dry condition. This is actually the case in most modern installations.

Nevertheless, moisture may appear under two circumstances:

- due to internal reactions, like the growth of microbes and the breathing of grain N & A. *Reinbert* (Ref. 15);
- due to a possible permeability of the lateral cell walls when the silo is not protected or has an external waterproof coat.

It should be noted that a silo wall may not be waterproofed without being due to poor construction. In fact, slight cracking of the coating is normal unless the contract has stipulated a reduction of the permissible design stress in the steel (cf. section 5.4.) In particular, there are comparatively many wheat silos for which waterproofing of the walls during construction was not specified.

Moisture within a mass of stored material (even when it is insufficient to form a phase whose pressure is added to that of the granular material) causes

- 1) a reduction of the actual angles φ and ψ , which in our opinion may attain 10%, for φ and even more for ψ ;

- 2) in the case of cereals, a transformation process within the stock, which causes additional moisture, without mentioning the consequences of any swelling of the grains;

- 3) the reduction of ψ and the increase in the pressure aggravate the cracking and lower the water-tightness.

The measures to be taken involve, on one hand, selection of the conventional angle of internal friction φ_{cr} and on the other hand, suitable dispositions for the operation of the silo. It is only in certain cases possible to rely on the low probability of all unfavorable conditions being encountered simultaneously (by introducing more optimistic cracking coefficients k for the reinforced-concrete walls than for reservoirs) if watertightness is to be ensured solely by the concrete, the stresses in the steel being reduced.

3.1.4 The Influence of the Statistical Variation of φ .

The existence of a scatter of unknown magnitude, but which probably is considerable not only in a given sample, but also with the lapse of time, is a further argument for selection of low values of the angle of internal friction φ_z . In fact, there is a difference between measurements carried out on samples of concrete and on samples of substances to be stored in silos. The tests are in the first case performed on samples actually located in the structure, whereas in the second case an ideal material (wheat, coal, cement) is measured, which need not resemble greatly the substances which might be stored in a silo during the decades of its service life.

Let us consider wheat. The conditions of the treatment of wheat in ten or twenty years cannot be foreseen, but may considerably affect the intrinsic curve of the wheat considered. Furthermore, even apart from any special treatment a harvest may in certain regions yield wheat having abnormally low angle or internal friction (this appears to have happened recently).

The exact values of the angle of internal friction are not known during the construction of a cement factory where new equipment is to be used.

This is the more so, since the values of φ and ψ are not always known for the cement produced in the factories nearest to that which is being built.

3.1.5. Case of Estimated φ -values.

We cannot pass over in silence the very frequent cases where the calculation has been carried out with optimistic initial data.

Thus, *Leinhardt, Boll, and Spiegel* (Ref. 24) cite an accident which occurred in a cement silo²⁰ of 9 m (29.5 ft)

diameter, designed for the correct value of ω [1.445 t/m³ (905 lb/ft³)], but with $\varphi = \omega = 35^\circ$ and a reinforcement 15% less than the design value in the cracked zone.

It may be assumed that one cause of the accident was the selection of a too high value of φ (our method yields a value of n_s , which is 2.5 times larger), and that the use of *Janssen's* formulas is not to be blamed.

This is confirmed by citing the cement silo at Borgo S. Dalmazzo, described by *Santerella* (Ref. 12) and designed according to *Koene's* method with $\omega = 1.3$ t/m³ (810 lb/ft³) and $\psi = 16.70^\circ$ (values similar to those proposed by us), which was built before 1951. The same author in 1953 recommended (Ref. 13) the use of *Koene's* method, largely employed at that time, but corrected in the upper part by two straight segments.

We conclude this argument by citing *Blevot* (Ref. 41):

"The silos designed in accordance with the methods of *Koene* and *Janssen*, using the correct values of the coefficients²¹ and adopting sound construction measures, have not usually failed."

3.2. Variations of the Bulk Specific Gravity

3.2.1. Compressibility.

We have in section 3.1.2 indicated the high values of the vertical pressures q^* in large wheat silos. These pressures are even higher in the case of cement and sand, as shown in the Table below, valid for a diameter of 12 m (39.4 ft):

z [m (ft)]	15	30
q^* [bars (psi)]	(49.2)	(98.4)
wheat	0.83 (11.80)	1.05 (14.95)
cement	1.45 (20.62)	2.0 (28.44)
sand ²²	1.80 (25.60)	2.4 (34.13)

However, cells having diameters of 12 m (39.4 ft) or more are becoming common especially for cement.

The influence of these pressures, varying between 0 and 2.5 bars (0 and 35.5 psi), on the bulk specific gravity $\bar{\omega}$ is considerable.

Rousseau (Ref. 37) has shown for sand that the actual value of $\bar{\omega}$ increases by the order of 1.3% between 0 and 0.5 bar (0 and 7.1 psi), and of 2.7% between 0 and 3 bar (0 and 42.8 psi)²³.

Despeyroux (Ref. 19) estimates that $\bar{\omega}$ increases by 3 to 5% for commonly encountered wheat and compressions of 0.5 bar (7.1 psi).

We have found that $\bar{\omega}$ for malt and ground rice increases by approximately 10% at 0.5 bar (7.1 psi).

We assume that the bulk specific gravity of cereals is 5 to 10% higher (probably much more in the case of malt) at a pressure of 1 bar (14.2 psi), than at zero pressure.

The simple effect of vibrations (vibration table) causes the bulk specific gravity of "crude flour" of cement factories to increase from 0.83 to 1.22 t/m³ (520 to 1220 lb/ft³).

Little information is available on the apparent bulk specific gravity of cement under pressures varying between 0 and 2 bars (0 and 14.2 psi) $\bar{\omega}$ however, we believe that the corresponding increase of ω is greater than 10%.

3.2.2. Friability and Segregation.

The fines in materials like clinker, which are composed of abrasive grains and have pores, tend to increase in quantity during handling and to become concentrated at the bottom of the silo. This causes an increase in the bulk specific gravity in this zone. We have tested this with various mixtures, starting with a sample of clinker having an apparent bulk specific gravity of 1.48 g/cm³ (920 lb/ft³) and containing particles of sizes between 0 and 35; we found in particular²⁴ that $\bar{\omega}$ is 1.75 g/cm³ (1.1 kips/ft³) when the mixture contains 59% particles of sizes 4 to 35, and 31% fines below 0.8 mm (0.03 in) size; this is 18% more than $\bar{\omega}$ of the original mixture.

3.3 Conclusion. Conventional Values of φ and Coefficients of Particle Behavior.

The range of variation of φ and $\bar{\omega}$ particularly in the large silos which are now becoming common, induces us to advice against the unchecked use of the measured values of φ and $\bar{\omega}$. We shall allow for decreases of φ and increases in $\bar{\omega}$, which are different for each substance, by introducing:

—conventional angles φ_c , which differ from the measured values according to the substance considered (cf. section 4.3);

—safety factors k_1 and k_2 for filling and discharge respectively, which we shall call "coefficients of Particle Behavior" (cf. section 4.5).

4. Formulas Used and Numerical Method Proposed.

4.1. Fundamentals of "Asymptotic" Theories²⁵.

We can establish a theory leading to a curve having an asymptote ($n = n_s$) in two different ways.

4.4.1. Methods Involving the Mean Pressures in Horizontal Planes.

Consider a slice of material between two horizontal planes at an infinitesimal distance from each other, (Fig. 13)

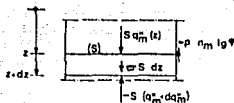


Fig. 13.

The mean vertical component of the pressures acting on an element of the horizontal sections, of area S , is q_m^* . The mean horizontal component of the pressures acting on the wall, along the perimeter of length p , is $n_m(z)$.

The equation of equilibrium of the components in the z -direction is

$$-S dq_m^* - n_m(z) \text{tg} \psi p dz + \bar{w} S dz = 0 \quad (1)$$

Introduction of the hydraulic radius $r_h = S/p$ leads to

$$-r_h \frac{dq_m^*(z)}{dz} - n_m(z) \text{tg} \psi + \bar{w} r_h = 0 \quad (2)$$

We thus obtain the classical differential equation which we integrate in assuming

—that the ratio of $q_m^*(z)$ to $n_m(z)$ is constant and equal to $1/\lambda^2$; in principle this magnitude is not the same for discharge and for filling; that ψ and \bar{w} are also constant (incompressible material).

Allowing for the conditions at the upper boundary $n(0) = 0$, we thus obtain the known result

$$n_m = \frac{\bar{w} r_h}{\text{tg} \psi} (1 - e^{-\lambda(z+\psi/r_h)}) \quad (3)$$

From this we conclude in particular that there exists a limit stress n_v .

However, this has been proved under the quite arbitrary assumption that $1/\lambda = q_m^*(z)/n_m(z)$ is constant, although divisor and dividend are functions of z in each of the two cases considered (filling and discharge respectively).

We cannot easily determine λ on the basis of the laws of soil mechanics.

In fact, there is no proof that a limit equilibrium exists at any point of (S), and even if we find the ratio of q_m^* to n_m at the wall, we still have to determine the relationship between q_m^* and q_p^* .

Caquot and Kérisel showed in 1949 (Ref. 10) that Koerner's hypothesis

$$q_m^*/n_m = K_p(0) = \tan^2(\pi/4 + \varphi/2)$$

is incorrect.

Caniz (Ref. 14) computed q_m^*/n_m at the wall¹⁷ as function of φ and ψ ; however, he then assumed $q_m^* = q_p^*$ although he stresses that this hypothesis is arbitrary and even inexact. Several modern authors overcome this difficulty by assuming that λ is not constant but a function of z , which they attempt to determine by experiment.

Reimbert (Ref. 9) obtained curves of $1/\lambda(z)$ for various cell shapes in the case of filling. These curves have minima quite close to the origin. He assumed that the limit of $1/\lambda$, as z tends to infinity, is $K_p(0)$; this is strictly speaking impossible, as was also shown by Despeyroux (Ref. 19)²⁸.

Pieper and Wenzel (Ref. 28) carried out tests on small-scale models and obtained curves $\lambda(z)$ which for discharge are sometimes quite different from straight lines; they then assumed $\lambda = \text{const}$ during filling and $\lambda(z) = a + f(z)$ during discharge, with $f(z) = uz$ for the greatest part of the height.

The German Standards appear to follow the same experimental path, since the September 1962 edition (Ref. 28) stipulates $\lambda = 0.5$ for filling and $\lambda = 1$ for discharge. These values are in excess of those obtained experimentally by Pieper and Wenzel²⁹.

There is thus no doubt that the "asymptotic" theories considered here have experimental foundations, farther removed than the method used in sections 11.2 and 11.3, but also more restricted since the quite delicate measurements of λ were performed on small-scale models, while certain tests indicate that an asymptote exists (at least during filling) up to a diameter of 10 m (32.8 ft) (Ref. 24 and 42).

Besides, it is possible to construct theories with functions $\lambda(z)$ which are physically possible, but which lead to curves which have no asymptotes.

Thus, Friedrich (Ref. 26) studied in detail the function $\lambda = 10\eta/100 - \eta^2$ with $\eta = z'/r_h$.³⁰ The origin $O'(z' = 0)$ is located at a distance of at least $10 r_h$ from the bottom. The vertical pressure at O' is $\bar{w} z_0$, where z_0 is the depth at which the origin is located beneath the upper face of the silo. Friedrich obtained a series of curves for $n(z)$, which have maxima.

4.1.2. *The Experimentally Established Existence of n_s as Basis of an "Asymptotic" Theory.*

Another method of developing a theory of silos is to proceed from the fact, well established for high silos having small hydraulic radii (cf. section 2.2), that a constant pressure n_s exists at large depths, and to derive from this the corresponding relationships between the pressures.

4.1.3. *Caquot and Kerisel's Theory*²¹.

Caquot and Kerisel proceeded from the existence of a value n_s in considering silos (Ref. 10, 16). They considered surfaces conjugated to the vertical direction and the rope-polygon equilibrium at infinity in order to establish the correct relationship between the vertical pressures on inclined surfaces and the pressures on the wall at infinity. This enabled them to find the corresponding relationships at any depth (cf. formulas in section 4.4).

As stated by Despeyroux (Ref. 19), "Caquot's theory is free from the objections raised against the Koenen-Janssen method, since it omits the unnecessary (and inexact) hypotheses on which the latter method is based."

4.2. *The Ratio of the Angles ψ and φ .*

4.2.1. *The Importance of the Ratio ψ/φ .*

The magnitude ψ , and thus the value of ψ/φ , is given; it is of fundamental importance for silos since $n_{\infty} = \omega_r/\tan\psi$ in all "asymptotic" theories, and thus depends solely on the angle ψ .

It is known that this is not so in the case of retaining walls for which the coefficients of earth pressure vary little when ψ/φ increases from 2/3 to 1.

4.2.2. *Experimental Results Obtained by Pieper and Wenzel (Ref. 28).*

Pieper and Wenzel have investigated experimentally the variation of $\tan \mu$, i. e., of $\tan \psi$, with the height for discharge and for filling of various types of sand and wheat.

The results obtained by them on a model of 0.60 m (2 ft) diameter and 3.08 m (10 ft) height for different materials are presented in Table II^{22,23}.

Comparison of these results with the requirements of the German Standards for the selection of the ratio ψ/φ shows the following:

Pieper and Wenzel's tests prove that there is a clear difference between smooth and rough walls, which is not mentioned in the Standards;

the differences between the values of ψ/φ for discharge and filling respectively were not as large in the tests as according to the Standards; this indicates that for particles having a mean diameter exceeding 0.2 mm (0.1 in.), which is the case here, ψ/φ equals 0.75 during filling and 0.6 discharge. The values of φ , given below, are apparently those measured in a Casagrande shear-test apparatus.

4.2.3. *The Variation of ψ/φ with the Particle-size Distribution.*

The German Standards distinguish between materials having a mean particle diameter less than 60 μ , for which they specify $\psi/\varphi = 1$ both during filling and during discharge, and substances having a mean particle diameter exceeding 0.2 mm (0.1 in.)

We believe that the ratio ψ/φ for a given case (filling, discharge, or testing of samples) may depend also on other factors than the particle-size distribution. In particular, this ratio tends to decrease at a given particle-size distribution when the angle of friction increases.

TABLE II,

Values of ψ/φ according to Pieper and Wenzel.

	ψ/φ for smooth wall			ψ/φ for rough walls			φ°
	Filling	Discharge	Sample test	Filling	Discharge	Sample test	
Sand 0.7-1.2	0.69	0.66	0.575	0.86	0.76	0.86	38
Sand 1-2	0.72	0.655	0.575	0.91	0.75	0.81	38.8
Sand 2-3	0.775	0.66	0.56	0.88	0.76	0.78	39.1
Grain	0.76	0.75	0.79	0.91	0.82	0.94	32.6

4.2.4. Values Recommended in this Study for Ratio q

According to the above, the relationship between q and ψ is certainly very complex even if only rough walls are considered.

We believe that it would be illusory and not in accordance with the present state of knowledge of the relationship between ψ and φ for stored materials (this also applies to the variation of φ and ω with the stress tensor), if we were to characterize each material, for a given type of wall, by means of three independent parameters φ , ψ , and ω .

On the other hand, making ω depend both on φ and on a third characteristic of a granular or powdery material (apart from ω and φ) would again lend us to the selection of three parameters.

We therefore propose that only two parameters be retained, namely φ_c (the conventional angle of internal friction) and ω . The angle ψ is deduced from φ_c by means of a one-to-one relationship in the case of rough walls. We shall use the formula given by Caquot and Kérisel (Ref. 16):

$$\tan \psi = 0.866 \tan \varphi$$

The concept of "rough wall" has to be defined precisely. We understand under this term primarily a concrete wall. The actual roughness of a concrete surface depends not only on the state of the surface of the sliding formwork used for building the site, but also on the hardness of the particles of the material stored in it. We must therefore presume that the angle of friction between the concrete and a very abrasive substance may change after a large number of filling and emptying cycles, since the surface protruberances may become evened-out. This is a further perturbing factor whose influence is difficult to estimate. Conversely, the angle of internal friction (φ) will tend to replace the angle ω in a material whose particles are smaller than the average dimensions of the surface irregularities. It is therefore preferable to allow for all these factors by selecting a conventional angle of internal friction (φ_c) for each substance.

4.3 Basic Numerical Data on φ_c and $\bar{\omega}$

Below we indicate the values which we recommend for the angle of internal friction (φ_c) and the bulk specific gravity $\bar{\omega}$ of certain materials in common use. These values should be used in conjunction with the constant ratio $\tan \omega / \tan \varphi = 0.866$ and the behavior coefficients, which appear to us to represent most closely the real phenomena occurring in silos (cf. section 3.3) and are given in section 4.5.

TABLE I

1. Cereals	Conventional angle of internal friction	Bulk specific gravity	
	φ_c	(l/m^3)	B_{fill}^{13}
Wheat	22°	0.80	50
Malt	20°	0.70	41
Maize	21°	0.80	50
Ground rice (0.8 to 1.0 mm (0.03 to 0.04 in.))	28°	0.93	60
2. Materials stored in cement factories			
Cement	20°	1.40	88
"Crude" for clinker kiln [85% < 0.1 mm (0.004 in.)]	22°	1.35	85

4.4 Definition of Basic Loads.

We present below the formulas derived by Caquot and Kérisel (Ref. 16) for an incompressible material.³⁴

The origin is located as stated in section 2.3. The positive z -direction is downward.

We introduce the following notation (Fig. 14): q' is the vertical pressure on a plane tangent at M to the surface $MM'M''$ of parabolic section, which intersects the wall at level z and makes an angle ψ with the horizontal at M ;

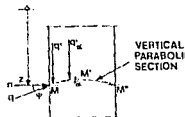


Fig. 14. Note: we have $q'_v / \cos \psi = q' / \cos \psi$, and we write $q'_v = q' / \cos \psi$.

q is the pressure on the wall at level z , and n is its horizontal projection.

The values of q' (q and n) are called q'_v (q_v and n_v respectively) in the case of filling, and q'_d (q_d and n_d respectively) in the case of discharge.

The normal stresses are:

$$\text{during filling: } n_v = n_{v0} (1 - \alpha^{z-1}); \quad (4)$$

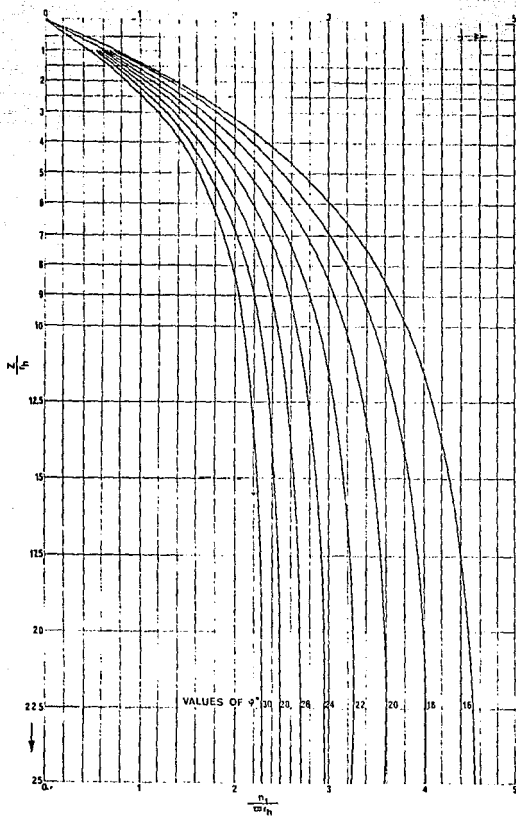


Fig. 16. Nomogram of n_1/r_a as function of z/r_a ; $\tan \varphi = 0.866 \tan \psi$. Filling, $16^\circ \leq \psi \leq 30^\circ$.

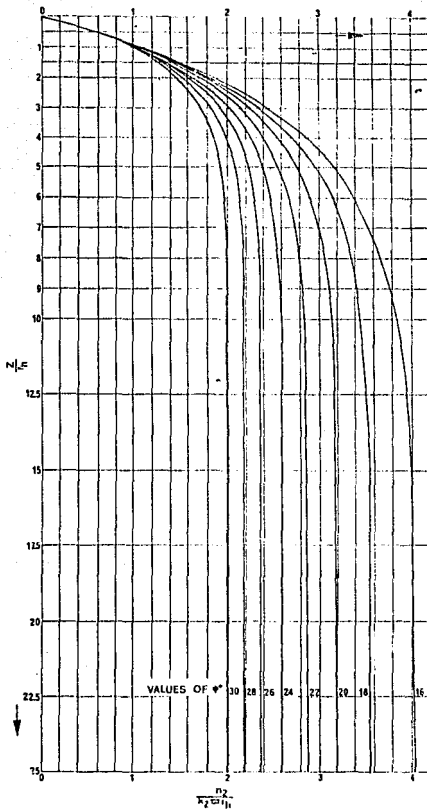


Fig. 17. Nomogram of $\frac{n_2}{k_2} \frac{z^2}{r_0^2}$ as function of z/r_0 ; $\tan \psi = 0.866 \tan \phi$.
Emptying, $16^\circ \leq \psi \leq 20^\circ$.



Fig. 18.

4.5.3. Observation. Case of $r_h > 3.50$ m (11.5 ft).

We believe that it is possible to extrapolate the system of numerical data, defined in sections 4.3, 4.5.1, and 4.5.2, up to $r_h = 5$ m (16.4 ft) through a suitable increase of the behavior coefficients.

Above this value it is in our opinion preferable (cf. sections 2.4 and 2.5), until the contrary is proved, to do without any "asymptotic" law. One may then use a curve which is either a straight line or consists of straight segments, for the case of filling, and a relationship like that indicated by *Caquot* and *Kérisel* (Ref. 35) for the case of discharge; the equilibrium during flow at a point in depth is then considered in the same way as for tunnels (Fig. 6).

4.6. Variation of the Normal Pressure n along a Given Parallel.

4.6.1. Variations of direct Geometric Origin.

The formulas derived by *Caquot* and *Kérisel* are valid only for plane or axisymmetric silos.

The stresses in rectangular silos having sides a and b ($a < b$) are according to *Reimbert* and *Reimbert* (Ref. 15), at large depths with $h/a = \rho$ and in our notation:

$$\text{on the small side: } n_{sm} = n_m(1/2 + 1/2\rho) \quad (10)$$

$$\text{on the large side: } n_{bm} = n_m(1 + 1/2\rho - 1/2\rho^2) \quad (11)$$

with $n_m = \bar{c}r_h/\tan \psi$.

The error introduced in setting n_{sm} and n_{bm} equal to n_s always increases the safety of the small side but lowers it on the large side; however, the maximum error in the latter case is +12.5%.

We believe that the error introduced by using only the parameter r_h for defining the horizontal section may, when using our numerical method be assumed as not being superposed on other errors. The German Standards appear to make the same assumption implicitly.

On the other hand, in the case of cells in the form of diamond aces it is best to consider a section derived from the theoretical section by the introduction of suitable angles at the corners of the diamond.

4.6.2. Variations³³ due to Various Causes.

Tests, performed in the USSR and referred to by *Leunhardt*, *Holl*, and *Speidel* (Ref. 24), indicated considerable variations of n along a given parallel (Fig. 19). However, the stress distribution in a cylindrical cell connected to neighboring cells is not necessarily uniform, and this may be the cause of the results presented in Fig. 19. Confirmation of this assumption by other test results would indicate that the moments tending to make oval circular cells connected to neighboring ones are much larger than those determined by *Albige* and *Lunbrava* (Ref. 44) who assumed $n = \text{const}$.

Another asymmetry of indirectly geometric origin tends to occur when discharge is off-center. It will be seen in section 5.2 what hypothesis we propose in order to take this into account.

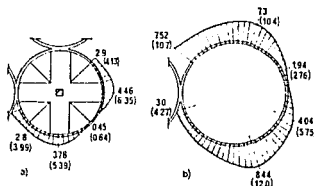


Fig. 19. Tests carried out in USSR on cement silos. a) Amanyank silo of 8.1m (26.6 ft) diameter and 16.9 m (55.4 ft) height. Pressures at height of 4.90 m (16.0 ft) above bottom, with 12m (39.4 ft) high column of cement. b) Octobor silo of 10 m (32.8 ft) diameter and 25 m (82 ft) height. Pressures at height of 4.50 m (14.7 ft) above bottom. Full cell. Pressures n in kg/m^2 (psi) during filling, according to results given by *Petrov* (Ref. 20).

4.7 Loads Acting on the Hopper.

The verlic pressure appearing near the bottom during discharge is q_v' (defined in section 4.4) which generally is smaller than the stress q_v' during filling. However, this stress q_v' does not appear immediately; the most unfavorable case is that when the fictitious vaults (formed by the surfaces on which the vertical pressures q_v' act during filling) are actually formed and collapse. These possible shocks are taken into account during discharge by basing the design of the silo bottom on the pressures during filling, multiplying them by a dynamical coefficient.

The German Standards recommend a coefficient of 2; it is permitted to omit this safety factor if it has been proved experimentally that no such vaults are formed in the stored material.

We believe that it is preferable to employ a single coefficient of 1.5 (in conjunction with the conventional angles of internal friction, the behavior coefficients, and the computation procedure expounded in the preceding sections).

Let the bottom be formed by a hopper or by a plain slab. Compliance with the French rules on anchoring and on the determination of the shearing loads acting on reinforced concrete structures ensures the stability of the structure even if loads are slightly larger than the computed values. In fact, the shearing strength of the various elements of the structure is decisive in the case of shocks. On the other hand, it would be dangerous to set the coefficient equal to unity and rely on experimental results which may not apply to materials other than those tested, after the lapse of five or ten years. It should be noted, as mentioned in section 1.1 that cells equipped with vacuum columns for the purpose of regulating the emptying process are not being considered here.

We may thus in practice use the approximative method expounded below.

Consider the case of filling.

We may assume that the total vertical load acting on the hopper is the sum of the three terms defined below, multiplied by a behavior coefficient $k_3 = 1.5$ (Fig. 20):

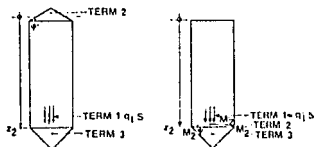


Fig. 20.

1) The product of the stress q'_1 at level z_2 (at the bottom of the cylindrical part of the cell) by the area S of the normal section of the cell, with

$$q'_1 = q'_1 / \cos \psi = n_1 \frac{K_r(\psi)}{\cos^2 \psi} \quad (12)$$

$$q'_1 = k_1 q'_1, \quad n_1 = k_1 n_1, \quad k_1 = 1.15.$$

2) The weight of the upper cone if the cell is open on top; the weight of the material stored between the surface $M_2 M'_2 M''_2$, having a vertical parabolic section and located at level z_2 , and the horizontal plane at the same level z_2 if the cell is closed on top.

3) The weight of material stored in the hopper.

The Table below gives the values of q'_1/n_1 for different values of ψ , with $\tan \psi = 0.866 \tan \phi$

ψ°	16	18	20	22	24	26	28	30
q'_1/n_1	1.40	1.48	1.55	1.64	1.74	1.84	1.95	2.08

Furthermore, we can apply a horizontal pressure n_1 to each inclined hopper member having a unit vertical projection. It should be understood that this procedure is an approximation permitting us to omit a complete mathematical analysis of the loads acting on the hopper in each particular case.

4.8. Loads Acting on Lower Part of Wall when the Bottom is Flat.

4.8.1. Principles of Calculation.

The values of n_3 , given in section 4.5, are not valid for the lower part of the wall if the bottom of the cell is flat and if emptying is effected by blowing-in air at a comparatively low pressure (this case differs from that of homogenization silos considered in section 5.1). In fact, the fluidification causes a uniform transmission of the pressures q'' in all directions; the pressure on the wall lies between $q''/\cos \psi$ and $q''/\cos \psi$ in the zone agitated by the air. We may assume that the normal pressure on the wall near the bottom has an upper limit q'_1 over the entire "fluidification height" h_f (Fig. 21).²⁹



Fig. 21. Transmission of vertical pressure during fluidification (when h_f/h is small).

The pressure on the bottom is the sum of the first two terms in the approximative calculation given in section 4.7, with $z_1 = h$.

4.8.2. Remarks.

At the present state of utilization of this procedure it is impossible to give general indications of the value of h_f , which in each specific case has to be agreed upon with the contractor. However, the method expounded is no longer applicable if h_f is a large fraction of h , and the procedure proposed in section 5.1.1 has to be employed.

Additional loads near the bottom, caused by emptying with the aid of an blower at a pressure p , are sometimes taken into account by adding to n_1 and n_2 a hydrostatic pressure varying from $k_4 p$ to 0 over a height h_5 in the bottom upward. The values of p , k_4 , and h_5 have to be agreed upon with the supplier of the emptying installation and the operator.

4.9. General Remarks.

We believe it to be preferable to retain the particle-behavior coefficient $k_1 = 1.15$ for the total load when the supporting members and foundations are being designed. The pressures (in particular n_3 and q_0^*) should be multiplied by a safety factor of 1.2, allowing for the loads varying with the time, in the case of reinforced concrete.

4.10. Design Example.

Consider a wheat silo with rough walls, closed on top. It is emptied centrally and has a circular cross section of 7 m (23 ft) inside diameter; its height is $h = 25$ m (82 ft).

Discharge is by gravity, and the silo is equipped with a blower at the bottom.

$r_h =$ cross-sectional area/circumference = $7/4 = 1.75$ m (5.74 ft)

$r_h < 3.5$ m (11.5 ft); $h > 5 \times 1.75$ m (28.7 ft); our method is thus applicable.

Furthermore, the walls are rough. We can therefore use the nomograms for $\varphi = 22^\circ$, $\bar{m} = 0.8$ t/m² (0.05 kips/ft²) wheat:

$\bar{m} r_h = 0.8 \times 1.75 = 1.40$ t/m² (287 lb/ft²)

$k_2 = 1 + 0.10 (1.75 - 1.50) = 1.025$

$k_2 \bar{m} r_h = 1.025 \times 1.4 = 1.435$ t/m² (2.05 psi)

We multiply the ordinates determined from Figs. 16 and 17 by 1.75 and the abscissas by 1.40 (for filling) and 1.435 (for discharge) respectively, and obtain two curves (Fig. 22). The envelope yields the pressure in t/m² (psi) as function of the depth in m (ft).

The pressures have in addition to be multiplied by 1.20 if the walls are of reinforced concrete.

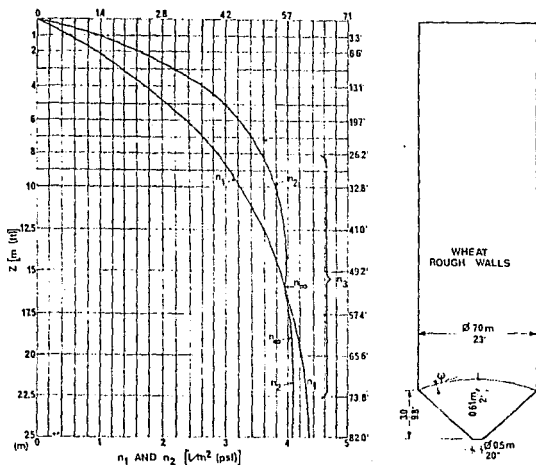


Fig. 22. Practical example n_1 and n_2 as functions of z .

4.1.1. Vertical Load on Hopper to be Taken into Account.

1) q_1^* above conjugated surface, obtained from n_1 -curve for $z = 22$ and from Table of q_1^*/n_1 -values in section 4.7.:

$$4.30 \times 1.64 = 7.05$$

2) Weight of paraboloid of revolution, referred to unit surface area of section of cylinder:

$$0.61/2 \times 0.8 = 0.24$$

3) Weight of wheat in hopper, referred to unit surface area of section of cylinder:

$$\frac{3.00}{3} \times \left[1 + \frac{0.5}{7} + \left(\frac{0.5}{7} \right)^2 \right] \times 0.8 \frac{0.86}{8.15}$$

Total load acting on hopper, after multiplication by 1.5 and S: $8.15 \times 1.5 \times 38.48 = 470$ t (1070 kips)

This vertical load has to be added vectorially to the pressure of 4.30 t/m² (6.1 psi) acting on every inclined hopper member whose surface has a vertical projection of unit area. These loads must be multiplied by 1.20 if the structure is of reinforced concrete.

5. Special Cases and Structural Dispositions.

5.1. Additional Loads due to Introduction of Compressed Air

5.1.1. Homogenization Silos: Homogenization.

The installation-contractors generally assume that the agitated material behaves like a liquid whose bulk specific gravity $\bar{\omega}$, is less than that of the material at rest.

The German Standards specify $\bar{\omega} = 0.6\bar{\omega}$, but the corresponding values of $\bar{\omega}$ for certain substances are lighter than those given by us.

It is common practice to assume $\omega' = 1$ t/m³ (62.4 lb/ft³) for the homogenization of "crude" flour of cement factories.

This procedure may be inapplicable to certain modern homogenization processes in which the air is blown-in asymmetrically (successively over each quarter of the surface at the bottom). This causes a nonuniform distribution of the pressures on the wall along a given parallel, so that moments appear which tend to give an oval shape to the cell.

5.1.2. Design of Homogenization Silos.

Consider the envelope of the pressure curve in the preceding case and in section 4.5.2. (filling and discharge).

It is mostly assumed that the material fills the cell up to the inner surface of the cover slab.

5.1.3. General Case.

Details of the process have to be examined in all cases where air at a pressure p is introduced over a large fraction of the height h , without the stored material being agitated of completely. This check is necessary in order to determine whether it is sufficient to add a constant or linearly increasing pressure to n_1 .

5.2. Loads due to Eccentricity of Discharge Opening.

5.2.1. Rectangular Silos.

Butsson (Ref. 8) recommends to assume that emptying of a silo through an eccentric opening causes the same effects as in "a symmetric silo whose outermost walls are at a distance which is twice the distance between the discharge opening and the opposite wall."

The German Standards consider an "ideal" cell derived from a real cell by rotating the largest part of the surface of the section about an axis passing through the discharge opening. The anisometric pressures, equal to differences between the normal pressures of "ideal" and real cells, are equilibrated by wall friction.

The German Standards extend this procedure to all types of silos, and permit the eccentricity of the discharge openings to be neglected if it amounts to less than $d/6$, and if the height is less than $2d$ (where d is the diameter of the largest circle which can be inscribed in the section).

5.2.2. Circular Silos with Discharge Openings at the Sides or at Large Eccentricities.

This is a particularly frequent case.

We may here assume that normal pressures $k_1 n_1$, corresponding to the case of discharge, appear over a parts of the circumference, while the normal filling pressures $k_2 n_2$ continue to exist over the remainder of the circumference. The differential pressure $k_1(n_1 - n_2)$ on the part of the circumference considered is balanced by the friction on the wall, whose distribution is supposed to be the same as that of the shearing stresses.

This hypothesis enables us, in the absence of new experimental data on this problem, to estimate the moments tending to give an oval shape to a circular cell with discharge opening at the side (Fig. 23).

We may also assume

—that the arc Δs may be located anywhere on the circumference;

—that the origin of the curves $k_1 n_1$ and $k_2 n_2$ for a given vertical may be located at any point between the reference plane and the discharge opening.



Fig. 23. Assumed stress distribution in case of discharge at side.

The magnitude Δz should in our opinion be defined in every specific case as function of the other initial data for the design. This should be done in such a way that the unfavorable influences are not superposed unnecessarily, without, however, neglecting any factor causing moments tending to induce an oval shape.

Fig. 24 indicates the values of these moments for $\Delta a = \pi/2$.

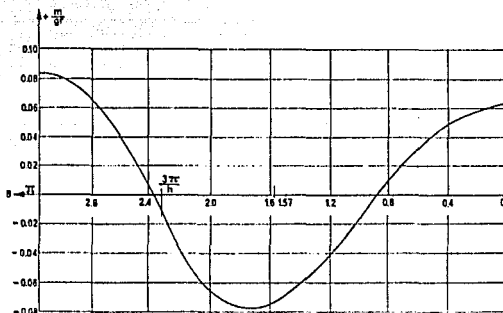


Fig. 24. Variation of mgr as function of θ (cf. Fig. 23) for $\Delta a = \pi/2$ with $g = k_1 \cdot 2rk_1 (\sigma_p - \sigma_t) \cdot \sin \Delta a/2$.

5.3 Temperature Gradients in Walls.

It is preferable to allow for temperature gradients in cases where they exist, even if water-tightness is not required⁴¹. Such a gradient frequently causes considerable increases in the tensile stresses in all weakly reinforced zones, or in zones provided only with a single layer of reinforcement.

The loads induced by temperature gradients lead to the elimination of single reinforcement layers in the center of the wall thickness.

The temperature difference of $\Delta\theta$ between the outside and the material stored in the silo has to be agreed upon with the operators, allowing for the climatic conditions. From this we obtain the difference $\Delta\theta'$ between the

temperatures of the inner and outer surfaces of a reinforced-concrete wall, assuming the sum of the surface [film] thermal resistances to be $0.20 \text{ m}^2\text{h}^\circ\text{C}/\text{kcal}$ and the thermal conductivity of reinforced concrete to be $1.35 \text{ kcal}/\text{m.h}^\circ\text{C}$:

$$\Delta\theta' = \frac{e}{0.27 + e} \Lambda\Theta$$

where e is the wall thickness in m.

We may use the long-time deformation modulus E_s instead of the longitudinal deformation modulus E whenever the temperature of the material stored in the silo varies sufficiently slowly (which is usually the case).

5.4. The Watertightness of the Vertical Walls.

5.4.1. The General Problem of Watertightness.

The tightness considered here is that against outside influences.

The cells are frequently located in open air and not inside a hall, and the outer walls are not treated. Consider a circular silo of reinforced concrete. Unless tightness is expressly demanded by the owner or specified, it is usual that in a design according to the BA 1960 Rules the computed stress in the steel is approximately $0.6\sigma_s$, when $k = 150,000$ and the reinforcing bars are of small diameter. When the CCBA 1968 Rules are applied, the stress in the steel will be of the order of $2/3\sigma_s$, also for $k = 150,000$ and the bars of small diameter.

In fact, there are at present no specifications valid in France for silos, as for reservoirs (Ref. 36), and the cracking coefficient k has not officially been fixed for silos. We therefore believe that it would be straining the CCBA 1968 Rules if we were to interpret them as requiring a coefficient k between 100,000 and 50,000 for silos, if tightness is not expressly stipulated: e.g., $k = 80,000$ would increase by more than 40% the quantity of steel to be placed in the walls of a circular reinforced-concrete silo if 12 mm (0.5 in.) diameter Fe E 40 A reinforcing bars are used.⁴³

However, the principal aim of a numerical method of computing the loads exerted by the stored material is to define an upper limit of the loads which are in fact applied during the service life of the silo; this limit may be attained more than once (and may even be slightly exceeded from time to time).

It suffices that cracking occurs once: experience shows that the cracks do not become completely closed again even if the loads on the structure decrease below the level of those which caused the first cracks.

We conclude by stating that in our opinion the silo will probably not be watertight if this is not ensured at design stage through selection of a suitable cracking coefficient.

It is, however, also our opinion that the coefficient k for the silo be specified at the present state of the law, by the owner who has to choose between additional first costs, which are often considerable, and higher maintenance costs (drying of stored materials), or find some intermediate solution.⁴⁴

It is furthermore useful, when tightness is desired, to define in the contract a method of checking the wall

thickness, similar to that adopted for the "Specifications for the Construction of Reinforced-concrete Tanks and Reservoirs". Such a procedure would make it possible to prevent too thin walls. Measures to reduce the effects of possible shrinkage should also be considered.

5.4. The Influence of Moments Tending to Give an Oval Shape to a Circular Cell.

We believe that it is necessary in every case where watertightness is stipulated, to consider carefully whether bending moments might not be induced by

—connections causing a variable distribution of the pressures along a parallel (cf. section 4.6.2; this problem has not yet been clarified), or directly by additional moments with uniform stresses (Ref. 44);

—homogenization effected by means of an asymmetric installation; the eccentricity of the discharge opening, also causing nonuniform stresses (section 5.2.2);

—temperature gradients (section 5.3).

In fact, neglecting the factors tending to give oval shapes to circular cells does not appear to have caused serious accidents until now. It does, however seem necessary to take them into account if watertightness of the walls is to be ensured.

6. Comparison of the Numerical Method with the German Standards.

6.1 Comparison Procedure.

The German Standards D12: 1055-1 (March 1963) and 1055-6 (November 1964) form one whole.

The same is true for the system of numerical values proposed by us.

The only true comparison thus consists in performing a complete computation of the loads for a given set of silo dimensions and a given material stored.

6.2 Case of Cement.

a) Initial Data.

	German Standards	Proposed Method
Angle of internal friction	20°	20°
Angle of wall friction	20°	17.5°
Bulk specific gravity at 15°C (15.6 lb/ft ³)	1.7	1.15 × 1.40 = 1.61
Flow (100 lb/ft ²)	106	101

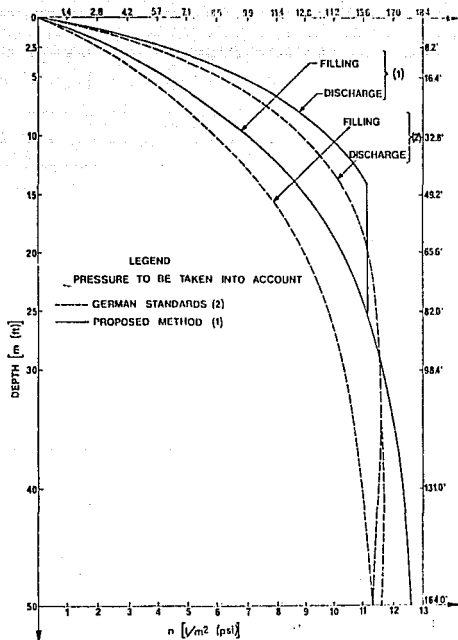


Fig. 25. Normal component n of pressure on wall.

Vertical stress	German Standards	Proposed Method
component at bottom [t/m ² (psi)]	45.3 (64.5)	30.0 (42.7)

Comment silo, 10 m (32.8 ft) diameter, 40 m (164 ft) height.

b) Comparison of Results.

The results are shown in Fig. 25 for a cement silo having a diameter of 10 m (32.8 ft) and a height of 50 m (164 ft).

The method proposed gives a value of the horizontal component of the pressure on the wall, which is approximately 7% higher on the average than that given in the German Standards. This difference is of the order of 10% in the lower and upper thirds of the silo, and negligible in the central zone.

In fact, we believe that the excess pressure in the upper zone of the silo, which appears during discharge, is of fundamental importance; modern methods of discharging materials stored in silos, in particular cement, necessitate consideration of pressures near the bottom, which tend to exceed those near the top (cf. section 4.8).

Even in the case of discharge by gravity it is not advisable to reduce the (design) pressure at the bottom in France, where the reduction of the horizontal tensions, in the screeds due to the rigid fixation of the cover in the bottom slab, are frequently taken into account.

The vertical component of the stress on the bottom, determined according to the method proposed, is 34% smaller than that obtained by means of the German Standards. The reason for this is that the German Standards recommend a dynamical safety factor for the stresses at the bottom, which is equal to 2, while we believe that a safety factor of 1.5 is sufficient, taking into account the French CCBA 1968 Rules (cf. section 4.7) in particular.

We can state in conclusion that the differences, in either sense, between the pressures on the wall and bottom, determined according to either method, mutually compensate almost completely in the case of cement, and are negligible when a true comparison is made.

6.3 Case of Wheat

a) Initial Data.

	German Standards	Proposed Method
Angle of internal friction	30°	22°
filling	22.5°	
Angle of wall friction		19.3°
discharge	18°	
Bulk specific gravity at filling		
(t/m ³)	0.8	1.15 × 0.8 = 0.92
(lb/ft ³)	5	57

b) Comparison of Results.

The results are given in Fig. 26 for a wheat silo of 6 m (19.7 ft) diameter and 30 m (98.4 ft) height. The horizontal component of the pressure on the wall, computed according to the method proposed, exceeds by approximately 7% on the average the value obtained on the basis of the German Standards. The differences between the two sets of values is practically negligible if in the comparison we ignore the reduction of the pressures, permitted by the German Standards near the bottom of the wall (Fig. 4).

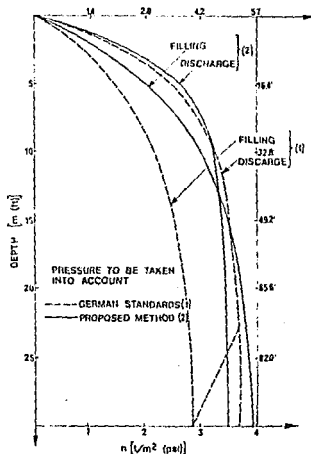


Fig. 26. Normal component n of pressure on wall.

Vertical stress	German Standards	Proposed Method
component at	11.4	10.1
bottom (t/m ² (psf))	(16.2)	(14.3)

Wheat silo, 6m (19.7 ft) diameter, 30m (98.4 ft) height.

The vertical component of the pressure on the bottom is 11% smaller according to the method proposed than the value obtained by applying the German Standards. The reason for this is, as before, the reduction to 1.5 of the dynamical safety factor at the bottom.

7. Conclusion.

The theory of silos advanced decisively in 1956 when *Caquot* and *Kerisel*, who already in 1949 had given the correct relationships between the pressures showed, on the basis of the laws of soil mechanics, that two different curves exist for the pressures on the wall; these apply to filling and to discharge respectively.^{4,5}

A second fundamental stage was reached by the publication, between 1962 and 1964, of the German Standards DIN 1055-1 and 6 in which an entire system of numerical values was codified. Without these values a given set of formulas can give results (and thus quantities of reinforcement steel) varying by 100 or even 200%, depending on the values selected for α , γ , and ψ (cf. section 3.1.3).

The method proposed by us is important from two aspects.

A. We believe to have shown, from the theoretical aspect, that

1) a limited region has to be defined for the applicability of any computation method in which the pressures n_u enter; an upper limit should be given for the hydraulic radius and a lower limit for the height.^{4,6}

2) the compressibility is not negligible in large silos; a consequence of this is that model tests lose much of their value;

3) the scatter of the actual data (friction angles and bulk specific gravity) is so large that it is necessary to fix arbitrary values and particle-behavior coefficients.

B. From the practical aspect we have proposed a numerical method for certain common materials. This method, applied in conjunction with the rules existing in France, ensures a safety which is comparable with that provided by the German Standards^{4,7,8} in their proper context, and allows for technical progress since 1964. We also believe to have correctly treated the problems of the watertightness of silos and of the moments tending to give oval shapes to circular cells.

The author thanks to Mr. Albiges, Chief Engineer of SOCOTEC, Director of CHEC, for his advice and the assistance rendered to us in the development of the proposed method of numerically computing the loads.

NOTATION

ϵ_t	— long-time deformation in silos
l	— lower region of the silo
M	— central region of the silo
S	— area of horizontal cross-section of the silo
S_u	— upper region of the silo
V	— volume of cone on top
d	— diameter of circle which can be inscribed in the cross-section
e	— void ratio
ϵ	— wall thickness
h	— overall height of the silo
h_f	— fluidification height
k	— cracking coefficient
k_1	— safety factor for filling
k_2	— safety factor for discharge
l_1	— characteristic depth during filling
z	— characteristic depth during discharge
m	— bending moment per unit height of the wall
n	— lateral unit pressure
n_{u0}	— limit value of lateral unit pressure
$n_u(x)$	— mean lateral pressure
p	— perimeter of the silo
q_v	— mean vertical pressure
q_v^0	— vertical pressure on the silo wall
q^*	— vertical unit pressure
r_h	— hydraulic radius
t	— tangential component of pressure
z	— depth below top of silo
φ	— angle of internal friction of the material in degrees
φ_0	— conventional angle of internal friction
ψ	— angle of friction of stored material on silo wall
\bar{u}	— bulk specific gravity of the material [t/m^3 , lb/ft^3]

REFERENCES:

1. H. A. JANSSEN, *Versuchüber Getreidedruck in Silo zellen* (Experiments on the Grain Pressure in Silo Cells); *ZVDI*, IXL (1895), pp. 1015-1049.
2. V. PRANTL, *Messungen des Getreidedruckes gegen Silowandungen* (Measurements of the Grain Pressure against Silo Walls); *ZfD*, XL (1896), pp. 1122-1125.

3. J. A. JAMIESON, Grain Pressure in Deep Bins; *Transactions of the Canadian Society of Civil Engineers*, XVII (1953), pp. 554-654.
4. E. LURFT, Tests of Grain Pressure in Deep Bins at Buenos Aires, Argentina; *Engineering News*, LII, (1904), pp. 531-532.
5. J. PLEISSNER, Versuch zur Ermittlung der Boden und Seitenwandrucke in Getreidesilos (Experiments for Determining the Pressure on the Bottoms and Sides of Grain Silos); *ZVDI*, v. I, part I, (1906), pp. 976-986.
6. E. LURFT, *Druckverhältnisse in Silozellen* (Pressure Conditions in Silo Cells); second revised edition, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1920.
7. J. KEISL, Hysteresis dans les milieux pulvérulents (Hysteresis in Powdery Media); *Annales des Ponts et Chaussées*, Nov. 1938.
8. X. BUISSON, Etude expérimentale et théorique des contraintes dans les silos (Experimental and Theoretical Study of Stresses in Silos); *Travaux* 1943, pp. 129-136, 140, 290-298, 338-346.
9. M. RIMBERT, Recherches nouvelles sur les efforts exercés par les matières pulvérulentes enlées sur les parois des silos (New Investigations on the Loads Applied to Silo Walls by granular Material); *Annales de L'ITBTP*, May 1943.
10. A. CAQUOT AND J. KERUEL, *Traité de Mécanique des Sols* (Treatise of Soil Mechanics); 2nd edition, Gauthiers-Willars, 1949, pp. 209-233, 350-257.
11. P. R. M. ASCE, *Design of Large Coal Bankers*; *Proc. A. S. C. E.*, Structural Division, June 1951.
12. L. SANTERELLA, *Il Cemento Armato*, (Reinforced Concrete), Monographs on Civil and Industrial Construction; 8th revised edition, Ed. U. Hoepli (Milano), 1951, pp. 298-320 of text and Tables LXIV to LXXVII in atlas.
13. L. SANTERELLA, *Il Cemento Armato* (Reinforced Concrete), Applications to Civil and Industrial Construction; 13th revised edition, Ed. U. Hoepli, pp. 653-660.
14. V. CAMIZ, *Nota critica sull'applicazione delle formule di Janssen al calcolo dei silos* (Critical Remarks on the Application of Janssen's Formula to the Design of Silos); *L'Ingegnere*, January 1956.
15. M. AND A. RIMBERT, *Silos*, *Traité théorique et pratique* (Silos, Theoretical and Practical Treatise); Eyrolles, 1956.
16. A. CAQUOT AND J. KERUEL, *Traité de Mécanique des Sols* (Treatise of Soil Mechanics); 3rd edition, Gauthiers-Villars, 1956, particularly pp. 486-491.
17. R. NANNINGA, Geef de gebruikelijke rekenwijze ten bepalen van de drukken op wanden en boden van silogetouwen vellige uitkomsten? (Does the Usual Method of Computing the Pressures on the Walls and Bottoms of Silos Yield Safe Results?); *De Ingenieur*, II. *Bouw—En Waterhuishoud.*, 13, July, 1956.
18. O. F. THINER, Zur Berechnung von Metallzellen (on the Design of Cells for Flour Silos); *Die Bautechnik*, Oct., 1957.
19. J. DESFARGUES, Efforts exercés sur les parois par la matière enlée (Loads Applied to Walls by the Stored Substance); *Annales de L'ITBTP*, November 1958.
20. A. B. PETROV, Experimental Study of the Pressure Exerted by Cement on the Walls of Reinforced-concrete Silos (in Russian); *Tsiment*, XXIV, March-April 1958, pp. 21-25.
21. X. PAILLARD, Remarques sur le calcul des silos (Notes on the Design of Silos); *Genie civil*, No. 23-1, December, 1959.
22. W. CHWELZOH, *Suppression dans les silos* (Excess Pressures in Silos), *Etudes et Realisations*, No. 75, December 1960.
23. R. E. ROWE, *An Investigation into the Cause of Cracking in a Reinforced concrete Silo Containing Cement*; Technical Report, Cement and Concrete Association, London, April 1958 and March 1960.
24. F. LEONARDI, K. HELL AND F. SPIELT, Zur Frage der sicheren Bemessung von Zementsilos (On the Problem of the Safe Dimensioning of Cement Silos); *Deutscher Stahlbau*, LV, March 1959, pp. 45-58.
25. X. FOMAGALLI, Esperienze sulle spinte esercitate dal clinker sulle pareti di contenimento d'un silo e norme pratiche per il calcolo (Experiments on the Pressure Exerted by Clinker on the Retaining Walls of a Silo, and Practical Standards for the Design); *Tecnica Italiana*, December 1960.
26. E. FAHRBACH, Vertikale und horizontale Spannungen in Silowänden (Vertical and Horizontal Stresses in Silo Walls); *Osterrichische Ingenieurzeitschrift*, July 1962, pp. 221-233.
27. M. J. MARIAGLI, Le silo a sucre d'une capacité de 25,000 tonnes réalisé en béton précontraint a Corbehem (Pas-de-Calais), mesure des déformations de la paroi (The 25,000 t capacity Sugar Silo at Corbehem (Pas-de-Calais), Measurements of Wall Deformations); *Travaux de L'ITBTP*, December 1963.
28. K. PEFER AND F. WELZEL, *Druckverhältnisse in Silozellen* (Pressure Conditions in Silo Cells); Wilhelm Ernst & Sohn, 1964.
29. X. NUVENT, Propriétés mécaniques et stockage des matériaux grenus (Mechanical Properties and Storage of Granular Materials); *Silicons industriel*, March 1964.
30. German Standards: DIN 1055-1 of March 1963 and DIN 1055-6 of November 1964 (footnote 1.) See *Revue*, October 1968 (Ref. 39).
31. C. LIMBERT AND A. CHATEL, Différentes réalisations d'entassement sucré et de maintenance mécanique dans des silos en béton et en acier (Various Designs for the Storage of Sugar and the Mechanical Maintenance in Concrete and Steel Silos); *Annales de L'ITBTP*, January 1965.

32. J. D. ISAACSON AND J. S. BIRD, Mathematical Analysis of Lateral Pressures in Flat-bottomed, Deep Grain Bins, *Transactions of the American Society of Agricultural Engineers*, 1965, (1965), pp. 358-360, 364.
33. E. P. NUNBERHAUS, Structural Design of Bins, *Chemical Engineering*, February 1965, pp. 183-186.
34. Steel Grain-storage Tanks—Material, Fabrication, and Erection Responsibilities; ASALR 287, American Society of Agricultural Engineers Recommendations, June 1965.
35. A. CAQUOT AND J. KERUEL, Traité de Mécanique des Sol (Treatise of Soil Mechanics); 4th edition, Gauthiers-Villars, 1966, particularly pp. 457-461.
36. Cahier des Charges applicables à la constructions des cuves et réservoirs en béton armé (Specifications for the Construction of Reinforced-concrete Tanks and Reservoirs); *Annales de l'ITBTP*, July-August 1966.
37. J. ROUSSEAU, L'apport de l'analyse texturale à l'étude des propriétés mécaniques des milieux granulaires (Application of the Textural Analysis to the Study of the Mechanical Properties of Granular Media); *Annales de l'ITBTP*, March 1967.
38. P. DANTU, Etude expérimentale d'un milieu pulvérulent compris entre deux plans verticaux et parallèles (Experimental Investigations of a Powdery Medium Located between two Vertical and Parallel Planes); *Annales de Ponts et Chaussées*, July-August 1967.
39. Beinhakenlander 1968; Wilhelm Ernst & Sohn, vol. 1, pp. 585-602 and 625-631; vol. II, pp. 157-159.
40. A. W. BENKE AND J. R. JOHANSON, Bin Loads; *Journal of the Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, April 1968.
41. M. BILVOT, Cours de béton armé à l'Ecole Centrale des Arts et Manufactures (Course on Reinforced Concrete at the Central School of Arts and Trades); 1962 Edition, pp. 4, 161-170.
42. X. VANDEPITTE AND X. RATHI, Meningen en berekeningen van de drukken unigeneefend op de vanden van de cementilios (Measurements and Computations of the Pressures Exerted on the Walls of Cement Silos); *Revue C. Tijdschrift*, Brussels, 1961, p. 263.
43. M. RUMBERT, *Realisations modernes de silos agricoles et industriels* (Modern Designs of Agricultural and Industrial Silos); Dunod, 1962.
44. X. AULTRES AND X. LUMBROSO, Silos à cellules circulaires et intermédiaires en as de carreau (Silos with Circular Cells and Intermediate Cells forming Diamond Aces); *Annales de l'ITBTP* December 1964.
45. M. LACROIX, L'extension de la Cimenterie Pollet et Chausson de Gargenville Le Génie Civil (Expansion of the Pollet and Chausson Cement Factory at Gargenville, Civil Engineering Works); *Annales de l'ITBTP*, May 1967.

FOOTNOTES

¹ Cf. section 2.3.1. for exact definition of h

² It is generally assumed that symmetry exists in two perpendicular directions, both from the geometrical and from the mechanical aspect (section 4.6); however, section 5.2 describes an approximative method which makes it possible to estimate increase of the loads on the walls when discharge is off-center.

³ This is usually the case with reinforced-concrete walls.

⁴ Cf. section 3.1.1. for the possible influence of cohesion.

⁵ The angle φ is assumed to depend on the bounds of the interval (σ_1, σ_2) which form the field of definition. (cf. section 3.1.2.)

⁶ This expression will henceforth denote any theory in which the curve $h(z)$ for filling has an asymptote $h \rightarrow h_{\infty}$, where h is the normal component of the pressure on the wall, and z is the level of the point considered (cf. section 2.3.1 for the definition of z).

⁷ Cf. section 4.6 for the justification of the choice of r_h as sole parameter defining the horizontal section.

⁸ except as regards the eccentricity of the discharge opening whose influence is generally considered over the entire height (cf. section 5.2).

⁹ However, *Coyart* and *Kerisel* in the second edition of their book (Ref. 10) specify corrective terms to be used in their formulas, in order to allow for the influence of the upper slope over the entire height of the silo. Furthermore, in the fourth edition of their book (Ref. 35) they reproduce an experimental curve (for the *Mansiettes* silo) which shows that the zone S_2 extends over approximately half the total height.

¹⁰ See Ref. 2 to 5, 15, and 28.

¹¹ The above h -values correspond to definitions of the height h , which in certain cases may differ slightly from that given in section 2.3.1.

¹² Year of publication.

¹³ Year of publication.

¹⁴ According to *Leonhardt, Boll, and Spidel* (Ref. 24).

¹⁵ At least at the present state of experimental investigations.

¹⁶ This refers to materials which have small cohesion and an intrinsic curve which is almost straight. See section 3.1.2 for other cases.

¹⁷ Calculations performed according to our method (sections 4.3 to 4.10), with a dynamical safety factor of 1.5.

¹⁸ *Santarelli* (Ref. 12) cites the silo at Madugno, of 6.90 m (22.6 ft) diameter, designed as retaining wall under the assumption that φ varies from 15° at the top to 40° at the bottom, with $\bar{w} = 1.4 \text{ t/m}^3$ (57.5 lb/ft³) *Leonhardt, Boll, and Spidel* (Ref. 24) are also of the opinion that the angle of repose of cement increases with the compaction.

¹⁹ This refers to the fictitious angle $\varphi(\sigma)$.

²⁰ This is the accident described by *Rove* (Ref. 23).

²¹ Emphasized by us. The coefficients referred to by *Morre* are \bar{w} , φ , and ψ .

²² The computation was performed for sand having $\varphi = 25^\circ$ and a bulk specific gravity $\bar{w} = 1.75 \text{ t/m}^3$ (110 lb/ft³).

²³ We obtained these results by employing the formulas given by *Roussier*, using average values of the coefficients.

²⁴ These experiments were carried out by the "Soils and Foundations" Division of Sociotec.

²⁵ We are considering here only the central part of the silo, defined in section 2.1.

²⁶ We are here using the symbol λ which is frequently employed by German authors.

²⁷ Only for filling, with φ_p being the value of φ near the wall.

²⁸ *Depeyroux* notes that the difference between φ_m/h_m and $K_p(O)$ appears to be 20% for a cylindrical silo.

²⁹ Approximately. In fact, during filling: 0.5/ λ measured \approx (1, 1.4); during emptying: 1.0/ λ measured \approx (0.75, 1.8).

³⁰ And m : (0,10).

³¹ As established in the 3rd edition of their book, (Ref.16), and partly applied in the 4th edition (Ref. 35).

³² The smooth wall consisted of sheet. A rough inner surface was obtained by gluing sand on paper.

³³ Presentation of the Table in terms of ψ/φ and the comparisons with φ have been carried out by us, whereas *Pieper* and *Wenzel* give the values of $\tan \psi$ in their book. They state that these values for filling are averaged over a height of 2.50 m (8.2 ft) while, the values discharges correspond to the maximum pressure h and t , where t is the tangential component.

³⁴ Our notation differs slightly from that used by *Coyart* and *Kerisel*. We have, however, retained small Latin instead of Greek letters for denoting the pressures on the wall; in fact, the pressures on the wall are distributed loads in structural-engineering computations.

³⁵ For rough walls, which alone are considered here.

³⁶ The additional loads as given in sections 4.8, 5.1, and 5.2 are taken into account, if necessary.

³⁷ These nomograms could only be established since there is a one-to-one relationship between φ and ψ .

³⁸ During filling.

³⁹ We use this expression in order to designate the domain of the siloed mass inside which the material tends to behave like a fluid.

⁴⁰ m is the bending moment 1 m height of the wall, (1) eq. 23. m^2

⁴¹ On the other hand, the German Standards permit temperature gradients to be neglected in this case if microcracking is permissible.

⁴² According to the formulas given by *Albiges and Lambroso* (Ref. 44).

⁴³ Determination of k on the basis of the corrosion of steel is not considered here. (cf. CCHA 68 Rules).

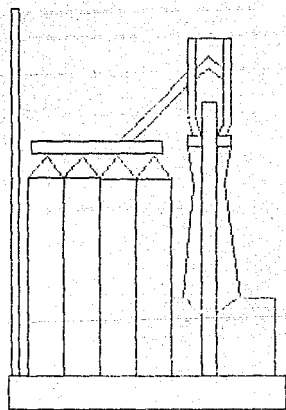
⁴⁴ Cases where the entry of moisture into the stored material might have serious consequences have to be considered specially by those involved.

⁴⁵ Without this one must introduce "dynamical coefficients" of the order of 1.5, deriving the curve for discharge from that for filling (cf. in particular G. F. Theiner (Ref. 18).

⁴⁶ Some theories do not employ the limit n_p , for filling in particular those of *Nanninga* (Ref. 17) and *Gouty* (Ref. 22) at certain values of the parameters. However, these theories appear to be valid at any value of r_{ho} , whereas we believe that it has been proved experimentally that n_{p0} exists during filling of high sites having small diameters.

⁴⁷ We probably stress more than the German Standards the general nature of the initial data. We also believe that others laws than exponential ones (cf. sections 2.5 and 4.5.3) should be used outside the field of definition.

⁴⁸ Except where stated otherwise, the expression "German Standards" in the text refers to DIN 1055-1 of March 1963 and 1055-6 of November 1964.



ANEXO II

ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

VINGT ET UNIÈME ANNÉE □ SEPTEMBRE 1968 □ N° 249

Série : THÉORIES ET MÉTHODES DE CALCUL (96)

EFFORTS S'EXERÇANT DANS LES SILOS

suivant les prescriptions de la norme allemande DIN 1055,
Feuille 6 (Novembre 1964)

par Michel AUBRY
Ingénieur de l'Université Technique d'Istanbul

INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

RÉSUMÉ

L'article donne une traduction de la langue allemande DIN 1055 feuille 6 permettant d'évaluer les efforts dans les cellules des silos dus aux matières entières.

A titre d'application courante on en a déduit sous forme de courbes à échelles multiples, les efforts dans le cas particulier des silos à bûle. Le calcul a porté sur des cellules à section carrée, circulaire et hexagonale de différentes dimensions. On a calculé pour ces différents cas, les rayons hydrauliques et les efforts à profondeur infinie, nécessaires à l'établissement des courbes donnant les efforts en fonction de la profondeur.

ZUSAMMENFASSUNG

Dieser Artikel gibt eine Übersetzung der deutschen Norm DIN 1055, Blatt 6, zur Berechnung der in den Silozellen durch die eingelagerten Waren hervorgerufenen Spannungen.

Als relativ häufige Anwendung wurden die Spannungen im Bereich der Getreidesilos, in der Form von Kurven in verschiedenen Maßstäben, abgeleitet. Die Berechnungen betrafen Zellen mit rechteckigem, rundem und sechseckigem Grundriss in verschiedener Größe. Für alle diese Fälle wurden die hydraulischen Radien sowie die Spannungen in unendlicher Tiefe, die zur Aufzeichnung der Kurven, die die Spannungen als Funktion der Tiefe angeben, benötigt werden, berechnet.

SUMMARY

The article gives a translation of the German standard DIN 1055, sheet 6, for estimating the stresses in the cells of silos due to the entire material.

In the way of current application the stresses in the special case of wheat silos have been deduced in the form of multiple-scale curves. The calculation was applied to cells having square, circular and hexagonal sections of different dimensions. The hydraulic radii and the infinite-depth stresses needed to establish curves giving the stresses in terms of depth have been calculated for these different cases.

RESUMEN

En este artículo figura una traducción de la norma alemana DIN 1055, folio 6, que permite evaluar los esfuerzos en las cámaras de los silos, esfuerzos debidos a las materias depositadas en los mismos.

A título de aplicación corriente, se deducen en forma de curvas de escalas múltiples, los esfuerzos en los casos particulares de los silos de trigo. El cálculo se ha referido a las cámaras de sección cuadrada circular y hexagonal de distintas dimensiones. Para estos distintos casos, se ha calculado el valor de los radios hidráulicos y los esfuerzos de profundidad infinita, que se precisan para el establecimiento de las curvas que indican los esfuerzos en función de la profundidad.

Les idées et la méthode d'exposition adoptées par les auteurs peuvent parfois heurter certains points de vue habituellement admis. Mais il doit être compris que ces idées, à l'égard desquelles l'Institut Technique ne saurait prendre part, ne visent en rien les personnes ni le principe des Institutions.

EFFORTS S'EXERÇANT DANS LES SILOS

par Michel AUBRY

NOTATIONS

ω	masse spécifique de la matière ensilée
ϕ	angle de frottement interne de la matière ensilée
ψ	angle de frottement de la matière ensilée sur la paroi de la cellule
d	diamètre du plus grand cercle inscriptible dans la section droite de la cellule
h	hauteur totale de la cellule trémie comprise
S	surface intérieure de la section droite de la cellule
P	périmètre intérieur de la section droite de la cellule
R	rayon hydraulique de la section droite de la cellule, $R = \frac{S}{P}$
f_{∞}	effort de frottement contre la paroi à une profondeur infinie
f	effort de frottement contre la paroi à une profondeur finie
p_{∞}	pression horizontale à une profondeur infinie
p	pression horizontale à une profondeur finie
q_{∞}	pression verticale à une profondeur infinie
q	pression verticale à une profondeur finie
z	profondeur du niveau considéré comprise à partir du plan de surface de la matière ensilée.

INTRODUCTION

Pendant plusieurs décennies, les efforts s'exerçant dans les silos ont été traditionnellement calculés à l'aide des formules de Janssen et de Reussen. Toutefois depuis longtemps déjà l'inexactitude de ces formules était connue des ingénieurs ce qui a donné naissance à deux tendances. L'une a consisté à établir une méthode de calcul entièrement différente de celle de Janssen, tant par les hypothèses faites que par les paramètres de calcul employés; par exemple en substituant la notion de butée à celle de poussée retenue par la méthode classique. L'autre tendance a consisté à conserver dans l'ensemble les formules de Janssen, en palliant ses insuffisances évidentes par des « retouches de détail » établies de façons empiriques.

Notons que le désaccord entre les valeurs des efforts résultant des différentes méthodes de calcul ne concerne pas les pressions à profondeur infinie, celles-ci n'étant d'ailleurs que des valeurs fictives.

Dans l'ensemble les reproches faits aux formules de Janssen vivaient la croissance avec la profondeur qui était inférieure à celle observée dans la réalité.

En France, à l'heure actuelle, la plupart des bureaux d'études techniques disposent de méthodes de calcul

officieuses plus ou moins éprouvées établies par des organismes privés.

En l'absence d'une synthèse revêtue d'un caractère officiel et dans l'attente d'un règlement national sur la question, il a semblé utile de donner une application de la norme allemande publiée en 1964 sur les « Efforts dans les silos », au cas très courant des silos à blé. Les courbes qui suivent ont été établies avec les paramètres généralement retenus pour la masse spécifique et l'angle de frottement interne de ce matériau (0,8 t/m³ et 23°). Elles sont également applicables par simple proportionnalité à toute autre matière granuleuse de poids spécifique différent mais d'angle de frottement interne sensiblement égal, par exemple :

	Masse spécifique
Charbon de bois humide.....	1,0 t/m ³
Carbone.....	0,8 —
Sable et gravier sec ou humide et peu compact.....	1,6 —
Anthracite.....	0,635 —
Haricots.....	0,74 —

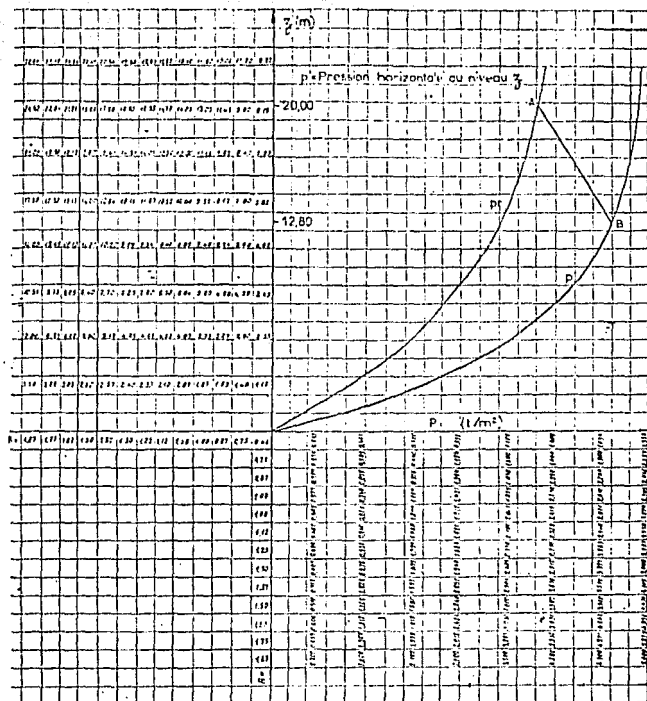


FIG. 1.

haut). A cette cote correspond, sur la courbe des pressions horizontales en vidence p_h , un point B. La droite AB prolongée par les courbes de pression à la vidange constitue la courbe des pressions horizontales p_h à retenir pour le calcul.

EXEMPLE NUMÉRIQUE

Soit une cellule cylindrique de 6 m de diamètre et 20 m de hauteur totale. Hauteur mesurée de puis le plan de surface s de la matière ensole, tel qu'il est défini

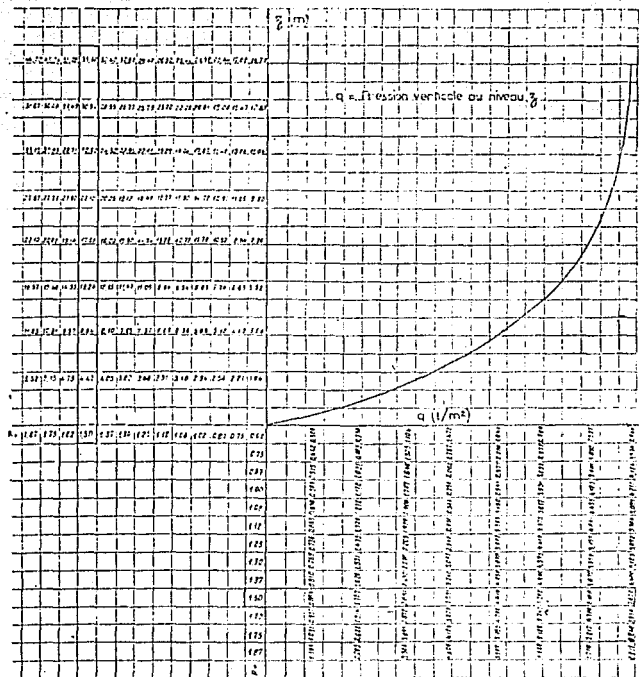


Fig. 11.

au paragraphe 2,1 de la norme, jusqu'à l'orifice de vidange.

Le rayon hydraulique de la section transversale est :

$$R = \frac{6}{4} = 1,50 \text{ m}$$

La valeur 1,2 d (paragraphe 4.1)

$$\leq 1,2 \times 6 = 7,20 < 0,75 \times 20.$$

En reportant ces valeurs sur les diagrammes figures 1, 2, 3, et en consultant les échelles correspondantes à $R = 1,50$ m on obtient les courbes de charges cherchées.

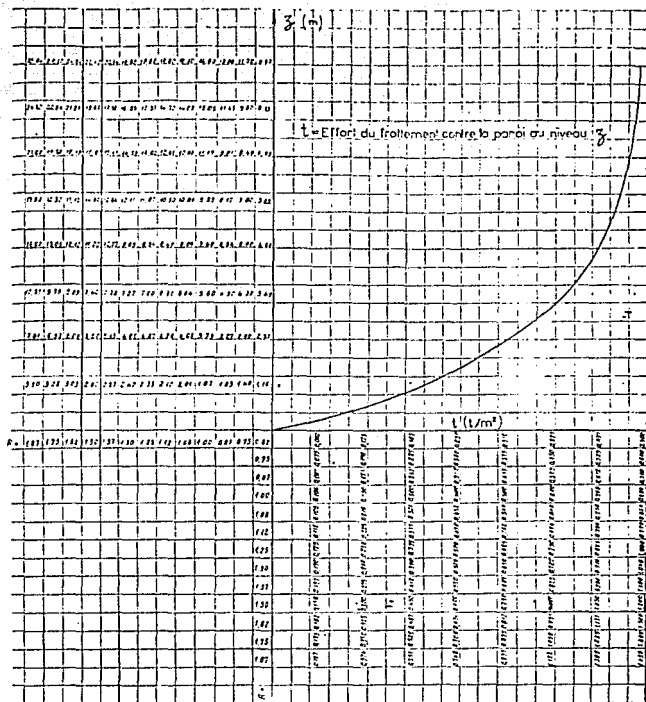


Fig. III.

ANNEXE

CHARGES A ADMETTRE DANS LES CONSTRUCTIONS

DIN 1055 — Feuille 6 — Novembre 1964

Efforts s'exerçant dans les cellules des silos

Reproduit avec l'autorisation du Comité Allemand de Normalisation sous réserve de sa garantie pour la traduction.

Les « théories classiques des silos » présentées par la plupart des manuels techniques aboutissent à des efforts dus aux matières ensilées sensiblement inférieurs aux efforts réels. Cet état de choses a été, ces dernières années, à l'origine de toute une série de désordres graves. Il est donc urgent de mettre à la disposition des ingénieurs projecteurs et des services de contrôle, des bases et des principes améliorés, permettant le calcul des efforts dans les cellules des silos.

Dans cette norme on a réuni sous forme d'un règlement, les résultats d'essais connus jusqu'ici, ainsi que les considérations théoriques publiées en Allemagne et à l'étranger. Les connaissances actuelles présentent toutefois des lacunes et nécessitent des études ultérieures. Dans un domaine encore insuffisamment connu une prudence toute particulière est de rigueur.

SOMMAIRE

1. Terminologie et domaine de validité.
 - 1.1. Cellules des silos
 - 1.2. Matière ensilée
 - 1.3. Efforts
2. Calcul des efforts.
 - 2.1. Grandeurs caractéristiques
 - 2.2. Cas de charge à considérer
 - 2.3. Efforts à une profondeur infinie
 - 2.4. Efforts à une profondeur finie
3. Cas de majoration de efforts.
 - 3.1. Voûtes de décharge dans la matière ensilée
 - 3.2. Vidange excentrée
 - 3.3. Soufflage d'air
4. Cas de minoration des efforts.
 - 4.1. Fond de cellule
 - 4.2. Dispositifs particuliers de vidange
5. Cas particulier.
 - 5.1. Silos d'homogénéisation
 - 5.2. Silos à fourrage
6. Sollicitations dues aux variations de température.
7. Utilisation de données nouvelles.

1. TERMINOLOGIE ET DOMAINE DE VALIDITÉ

1.1. Cellules des silos.

Les cellules des silos sont, au sens de la norme, des réservoirs cylindriques ou prismatiques.

Les rapports entre les efforts de différentes natures dans les trémies ainsi que dans les volumes de stockage ne présentant pas de parois verticales, ne sont pas bien connus à l'heure actuelle. De telles formes de réservoir n'entrent donc pas dans le domaine de validité de la norme et pour l'évaluation des efforts une prudence toute particulière est de rigueur.

1.2. Matière ensilée.

Les matières ensilées sont, au sens de la norme, des matières granuleuses ou pulvérulentes dans lesquelles la cohésion est faible par rapport au frottement interne.

Pour que la norme soit applicable, la matière ensilée ne doit subir dans la cellule aucune augmentation de volume. Ainsi l'apport d'humidité peut entraîner un gonflement de la matière ensilée, provoquant des efforts très supérieurs à ceux donnés par la norme.

Les cas particuliers suivants tombent dans le domaine d'application de la norme :

- mélanges d'air et de matière pulvérulente dans les silos d'homogénéisation (voir paragraphe 5.1),
- mélange d'eau et de matière organique dans les silos à fourrage (voir paragraphe 5.2).

1.3. Efforts (fig. 1)

q pression verticale en $1/m^2$ agissant sur la section transversale de la matière ensilée

p pression horizontale en $1/m^2$ agissant sur les parois du silo

f effort de frottement sur la paroi; effort vertical en $1/m^2$ transmis par frottement à la paroi du silo.



Fig. 1.

2. CALCUL DES EFFORTS

2.1. Grandeurs caractéristiques.

La section transversale d'une cellule est caractérisée par le rapport S/P , S désignant la surface intérieure de la section droite de la cellule et P le périmètre intérieur. Les cellules intercalaires constituent une exception pour laquelle on prendra les valeurs S et P d'une cellule carrée ayant même surface de section droite.

La profondeur h en mètres est calculée à partir du plan de surface de la matière ensilée. Le plan de surface est soit un plan réel soit un plan conventionnel obtenu par l'arasement fictif de la matière ensilée.

TABLEAU 1

Matière ensilée	Angle de frottement contre les parois en degrés	
	au remplissage ψ_r	à la vidange ψ_v
Matière ensilée granuleuse d'un diamètre de grain moyen $> 0,2$ mm	0,75 φ	0,60 φ
Matière ensilée pulvérulente d'un diamètre de grain moyen $< 0,06$ mm	1,00 φ	1,00 φ

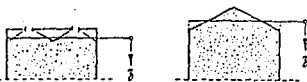


FIG. 2.

La masse spécifique δ en kgp/m^3 est à relever dans la norme DIN 1055 feuille 1.

L'angle de frottement ψ de la matière ensilée sur la paroi du silo est défini par : $\text{tg } \psi = 1/\mu = u$.

Cet angle est indépendant de la rugosité des parois et égal à une fraction de l'angle de frottement interne φ donné dans la norme DIN 1055 feuille 1 conformément au tableau 1 ci-dessus :

Pour un diamètre de grain moyen compris entre 0,06 et 0,2 mm on procédera par interpolation entre l'angle de frottement contre les parois des matières granuleuses et l'angle de frottement contre les parois des matières

pulvérulentes. Quand, sous l'influence de l'humidité, l'angle de frottement contre les parois devient inférieur aux valeurs du tableau 1, on retiendra les valeurs réelles, et non celles du tableau 1.

Le rapport entre la pression horizontale et la pression verticale

$$\lambda = p/q$$

sera supposé constant sur toute la hauteur de la cellule.

Au remplissage, λ correspond à peu près au coefficient de pression des terres au repos de la mécanique des sols et peut être pris égal à :

$$\lambda_r = 0,50$$

A la vidange, les efforts horizontaux et verticaux sont sensiblement égaux à :

$$\lambda_v = 1,00$$

2.2. Cas de charge à considérer.

En général les efforts maximaux correspondent aux cas de charge données dans le tableau 2; toutefois, les coefficients de majoration et de minoration fixés aux paragraphes 3 et 4 peuvent conduire à des modifications des données précédentes.

TABLEAU 2

Charge	Matière ensilée granuleuse		Matière ensilée pulvérulente	
	Profondeur finie	Profondeur infinie z	Profondeur finie	Profondeur infinie
Charge verticale q	Remplissage	Remplissage	Remplissage	Remplissage
charge horizontale p	Vidange	Vidange	Vidange	Vidange = Remplissage
Charge de frottement t	Vidange	Vidange : Remplissage	Vidange	Vidange = Remplissage

2.3. Efforts à une profondeur infinie.

À une profondeur infinie, les efforts atteignent les valeurs maximales approchées suivantes :

au remplissage :

$$q_0 = \frac{\sigma S}{\lambda_0 \mu_0 P} \quad p_0 = \frac{\sigma S}{\mu_0 P} \quad l_0 = \frac{\sigma S}{P}$$

à la vidange :

$$q_0 = \frac{\sigma S}{\lambda_0 \mu_0 P} \quad p_0 = \frac{\sigma S}{\mu_0 P} \quad l_0 = \frac{\sigma S}{P}$$

2.4. Efforts à une profondeur finie.

Les charges varient en fonction exponentielle avec la profondeur :

$$\text{avec } \phi = (1 - e^{-z/z_0}) \quad p(z) = p_0 \phi$$

au remplissage : $z_0 = \frac{S}{\lambda_0 \mu_0 P}$

à la vidange : $z_0 = \frac{S}{\lambda_0 \mu_0 P}$

3. CAS DE MAJORATION DES EFFORTS

3.1. Voûtes de décharge dans la matière rustée.

L'effondrement des voûtes se produisant dans la matière rustée peut majorer les efforts. Avec la pression verticale sur le fond de cellule sera-t-elle plus égale à deux fois la pression au remplissage p_0 , sans dépasser toutefois la valeur σz .

On ne renoncera à cette règle que lorsque l'impossibilité de formation de voûtes aura été établie expérimentalement.

3.2. Vidange excentrée.

La position excentrée de l'orifice d'évacuation modifie lors de la vidange, sur toute la hauteur de la cellule, des efforts horizontaux inégalement répartis sur le périmètre. Pour tenir compte de l'expérience acquise jusqu'à présent en désignant par :

p = la pression horizontale à la vidange dans la cellule réelle, déterminée suivant les paragraphes 2 et 4.1

$p' = p_0 - p$ la pression horizontale supplémentaire à appliquer à la cellule réelle suivant le schéma de la figure 3 et qui est équilibrée par le frottement de la matière envasée sur les parois de la cellule.

TABLEAU 3. Valeurs de ϕ en fonction de z/z_0 .

z/z_0	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	0,00	0,10	0,15	0,26	0,33	0,39	0,45	0,50	0,55	0,59
1	0,63	0,67	0,70	0,73	0,75	0,78	0,80	0,82	0,83	0,85
2	0,86	0,88	0,89	0,90	0,91	0,92	0,93	0,93	0,94	0,94
3	0,95	0,96	0,96	0,96	0,97	0,97	0,97	0,98	0,98	0,98

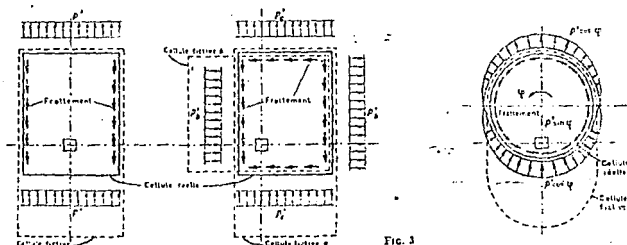


FIG. 3

pression horizontale à la vidange déterminé suivant les paragraphes 2 et 4.1 pour une cellule fictive obtenue en rabattant la plus grande section de la section transversale autour de l'axe passant par l'orifice.

On ajoutera aux sollicitations provenant de p les sollicitations provenant de p' dans tous les cas où il en résulte des valeurs plus défavorables.

On peut s'abstenir de tenir compte de l'excentricité de la vidange, quand elle n'exécède pas $2/6$ ou, quand la hauteur de la cellule h n'est pas supérieure à $2d$; d étant le diamètre du plus grand cercle inscrit dans la section droite de la cellule.

3.3. Soufflage d'air.

On distinguera dans les silos munis d'un dispositif de soufflage d'air, le cas des matières ensilées granuleuses et celui des matières ensilées pulvérulentes.

Dans le cas des matières granuleuses on doit s'attendre à une augmentation des efforts horizontaux.

En conséquence l'effort horizontal au remplissage calculé suivant le paragraphe 2 sera, sur toute la hauteur de cellule pourvue de trous de soufflage, tiré de la pression de l'air soufflé.

A partir des trous de soufflage les plus hauts jusqu'au rebord supérieur de la cellule, cette majoration sera supposée décroissant linéairement jusqu'à zéro.

Dans le cas de matières ensilées pulvérulentes, les mesures entreprises jusqu'ici n'ont fait apparaître aucune augmentation sensible des efforts.

Les cellules des silos à matières pulvérulentes sont souvent pourvues d'un dispositif de vidange pneumatique permettant de diminuer la compacité de la matière ensilée au voisinage de l'orifice. Dans ce cas également aucune augmentation de pression appréciable dont il faille tenir compte n'a pu être jusque-là constatée.

4. CAS DE MINORATION DES EFFORTS

4.1. Fond de cellule.

L'influence du fond de cellule permet conformément à la figure 4 et jusqu'à une hauteur de 1,2 d (ne dépassant pas toutefois 0,75 h au-dessus de l'orifice de tenir compte d'une pression horizontale variant linéairement depuis la pression pendant le remplissage au niveau de l'orifice jusqu'à la pression pendant la vidange à la hauteur définie ci-dessus.

4.2. Dispositifs particuliers de vidange.

Quand un dispositif de vidange, permettant l'extraction des couches supérieures de la matière ensilée, les couches inférieures restant au repos, est incorporé à la cellule, on peut ne pas tenir compte des pressions pendant la vidange. Toutes les précautions nécessaires doivent alors être prises pour éviter l'écoulement des couches inférieures par suite d'une erreur de manœuvre.

5. CAS PARTICULIERS

5.1. Silos d'homogénéisation.

Dans les silos d'homogénéisation dont le contenu est brassé à l'air comprimé afin de réaliser le mélange de la matière ensilée pulvérulente, le calcul des efforts s'effectuera tant d'après le paragraphe 2 que d'après la formule

$$p = q = 0,6 \text{ mc}$$

$$P_T = P + P' = \dots$$

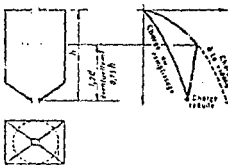


Fig. 4.

on retiendra alors la plus forte des deux valeurs trouvées.

5.2. Silos à fourrage.

Les bar physiques de ces silos diffèrent de celles des silos à matières granuleuses ou pulvérulentes. Les efforts dans les silos à fourrage dépendent de la teneur en eau de la matière, de la température et du processus de fermentation.

TABLEAU 4

	Classe I	Classe II	Classe III
	Matière ensilée fortement préséchée	Matière ensilée préséchée	Matière ensilée fraîche
Masse sèche en % de poids de la matière fraîche	> 35	23 - 35	< 23
Masse spécifique de calcul γ de la matière ensilée en t/m ³	0,50	0,75	1,00
Effort vertical p en t/m ²	σz	σz	σz
Effort horizontal q en t/m ²	0,70 σz	0,70 σz	1,00 σz
Effort de frottement contre les parois t en t/m ²	0,16 q	0,14 q	0,10 q

Ils sont donnés par le tableau 4 conformément aux résultats d'essai obtenus jusqu'ici.

L'utilisation de ces valeurs ne peut se faire que si :

1° pour tous les silos à fourrage : il est prévu une inscription claire et durable mentionnant à quelle classe de matière ensilée le silo est destiné.

2° pour les silos à fourrage des classes I et II :

a) il est prévu une inscription supplémentaire indiquant que le silo ne peut être rempli qu'à moitié d'une matière d'un degré d'humidité supérieur à celui mentionné.

b) il est prévu un trop plein évitant l'accumulation de liquide sur plus d'un mètre au-dessus du fond de cellule.

6. SOLlicitATIONS DUES AUX VARIATIONS DE TEMPÉRATURE

Ces sollicitations sont dues principalement soit au remplissage des cellules par une matière chaude, soit à un réchauffage ultérieur de la matière ensilée, soit à des variations climatiques.

Elles peuvent être limitées à des valeurs admissibles par les dispositions constructives adéquates (mobilité dans le plan horizontal de la semelle sous l'effet de fonda-

tion, mise en place d'une isolation thermique) et pour les silos en béton armé en évitant la formation de fissures capillaires. En cas d'impossibilité une vérification par le calcul est nécessaire. Il en est toujours ainsi quand on exige que le béton ne présente pas de fissures capillaires.

Pour calculer la différence de température entre les parois intérieures et extérieures on utilise les principes de transmission de la chaleur (DIN 4103).

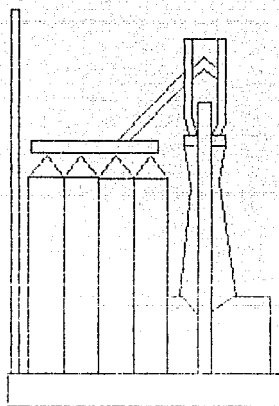
La somme des résistances à la transmission calorifique doit être prise égale à :

$$\frac{1}{\sigma_1} + \frac{1}{\sigma_2} = 0,20 \text{ m}^2 \text{ } ^\circ\text{C}/\text{kcal}$$

Dans les silos à fourrage on admet que la plus grande différence de température entre la matière ensilée et l'air extérieur est de 35°C.

7. UTILISATION DE DONNÉES NOUVELLES

Afin de rendre possible l'utilisation de données nouvelles, il est admis que l'on peut avoir recours à des valeurs s'écartant de celles fixées par la norme si elles résultent de mesures précises effectuées par un organisme officiel et peuvent être appliquées au cas considéré.



ANEXO III

TABLEAU VII

Catégorie	Constructions à base polygonale régulière ou circulaire	Coefficients	
		c_{1n}	
I	Prismes de trois ou quatre côtés	1,30	
II	Prismes de plus de quatre côtés et de dix côtés au plus avec ou sans nervures arrondies.	cinq côtés. six côtés. huit côtés. dix côtés.	1,05 1,00 0,95 0,85
III	Prismes de plus de dix côtés et de vingt côtés au plus, avec ou sans nervures arrondies (1) (n étant le nombre de côtés). $d > 0,28$ $d < 0,28$ $d\sqrt{\bar{q}} > 1,5$ $0,5 < d\sqrt{\bar{q}} < 1,5$ $d\sqrt{\bar{q}} < 0,5$		$1,15 - 0,03 n$ $1,15 - 0,03 n$ $0,85 - 0,02 d\sqrt{\bar{q}}$ $(n - 10)$ $0,95 - 0,01 n$
IV	Cylindres à base circulaire avec nervures minces ou épaisses à arêtes vives (saillies comprises entre 0,01 d et 0,10 d).	0,75	
V	Prismes de vingt côtés et plus, avec ou sans nervures arrondies Cylindres rugueux à base circulaire sans nervure (1). $d > 0,28$ $d < 0,28$ $d\sqrt{\bar{q}} > 1,5$ $0,5 < d\sqrt{\bar{q}} < 1,5$ $d\sqrt{\bar{q}} < 0,5$		0,55 0,55 $0,85 - 0,20 d\sqrt{\bar{q}}$ 0,75
VI	Cylindres lisses à base circulaire sans nervure et possédant un poli spéculaire et durable (1). $d > 0,28$ $d < 0,28$ $d\sqrt{\bar{q}} > 1,5$ $0,5 < d\sqrt{\bar{q}} < 1,5$ $d\sqrt{\bar{q}} < 0,5$		0,45 0,45 $0,90 - 0,30 d\sqrt{\bar{q}}$ 0,75

(1) Dans les inégalités d est exprimé en mètres et a en décaneuwtons par mètre carré.

3,3 COEFFICIENTS γ




- 3,31 PRISMES ET CYLINDRES A GÉNÉRATRICES VERTICALES REPOSANT SUR LE SOL (γ_0), OU ÉLOIGNÉS DU SOL D'UNE DISTANCE $e > h$ (γ_h)

PRISMES ET CYLINDRES A GÉNÉRATRICES HORIZONTALES REPOSANT OU NON SUR LE SOL (γ_h)

Les coefficients γ_0 et γ_h sont lus sur l'échelle fonctionnelle (fig. R-III-10) en fonction du rapport de dimensions λ .

Pour les prismes relevant de la catégorie III, γ_0 ou γ_h est obtenu par interpolation linéaire en fonction du nombre n de côtés entre les coefficients correspondant à $n = 10$ (catégorie II) et ceux correspondant à $n = 20$ (catégorie V).

Fig. R-III-10. — Constructions prismatiques à base polygonale régulière ou circulaire. Coefficients γ_0 et γ_h .

PRISMES ET CYLINDRES					
à génératrices verticales en contact avec le sol.			à génératrices verticales éloignées du sol.		à génératrices horizontales éloignées ou non du sol.
					
γ_0			γ_h		
CATÉGORIES		λ	CATÉGORIES		
I II et IX	X et XI		I II et IX	X et XI	
1,54	1,33	20	1,54	1,33	
1,53	1,30	20	1,50	1,30	
1,52	1,30	20	1,45	1,25	
1,51		20	1,40	1,20	
1,50		25			
	-1,25	20	1,30		
		19			
1,45		18		1,15	
		17			
		16			
		15			
1,40		14	1,20		
	-1,20	13		1,10	
		12			
1,35		11			
		10	1,10		
1,30		10		1,05	
	-1,15	9		1,04	
		8		1,03	
1,25		8	1,05		
		7		1,02	
1,20		7		1,01	
	-1,10	6		1,005	
1,15		6			
	-1,05	5	1,0	1,00	
1,10		5			
		4			
1,05		4			
		3	0,95	0,95	
1,00	1,00	2,5	0,90	0,90	
		2			
		1,5			
0,95	0,95	1,5	0,90	0,90	
		1,0			
0,90	0,90	1,0			
0,90	0,90	< 1,0			

1,5 ACTIONS DYNAMIQUES EXERCÉES PAR LE VENT

Aux effets statiques précédemment définis, s'ajoutent des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques mécaniques et aérodynamiques de la construction.

1,51 ACTIONS PARALLÈLES A LA DIRECTION DU VENT**1,511 Cas des surcharges normales**

Pour tenir compte de l'effet des actions parallèles à la direction du vent, les pressions dynamiques normales servant au calcul de l'action d'ensemble, sont multipliées à chaque niveau par un coefficient de majoration au moins égal à l'unité. Ce coefficient β est donné par la formule $\beta = 0 (1 + \xi \tau)$ dans laquelle :

ξ , coefficient de réponse, est donné en fonction de la période T du mode fondamental d'oscillation et pour des ouvrages de divers degrés d'amortissement, par l'un des diagrammes de la figure R-III-3.

1,511 • *Peuvent être considérés comme présentant une densité normale de parois, les bâtiments à usage d'habitation ou de bureau à un ou plusieurs étages dans lesquels :*

— *les murs et cloisons présentent une rigidité au moins égale à celle d'un paroi de brique creuse de 5 cm d'épaisseur enduits compris et restent fixes définitivement,*

— *le quotient de la longueur totale des murs et cloisons exprimée en mètres (supposée sensiblement constante à tous les étages) par la somme des surfaces de tous les étages exprimées en mètres carrés n'est pas inférieur à 0,05.*

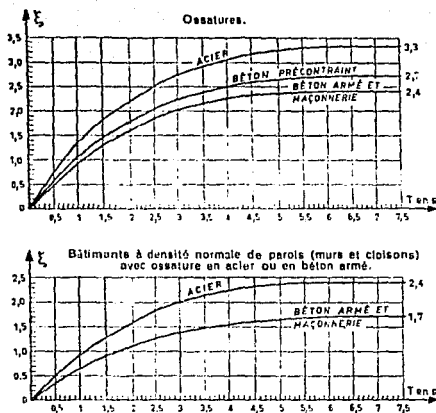


Fig. R-III-3.
Coefficient de réponse ξ .

τ , coefficient de pulsation, est déterminé à chaque niveau considéré en fonction de sa cote H au-dessus du sol par l'échelle fonctionnelle de la figure R-III-4.

θ , coefficient global dépendant du type de construction est défini ci-après :

— pour les constructions prismatiques à base polygonale régulière ou circulaire dont les caractéristiques sont données en R-III-3,1 à l'exception des constructions à usage d'habitation ou de bureau et pour les ensembles prismatiques des constructions ajourées et des constructions en treillis dont les caractéristiques sont données en R-III-5,21, θ est pris égal à 1 ;

— pour les autres constructions, θ est donné en fonction de la cote H_s de leur sommet par

0,70 pour $H_s < 30$ m

$0,70 + 0,01 (H_s - 30)$ pour $30 \text{ m} < H_s < 60 \text{ m}$

1 pour $H_s > 60 \text{ m}$

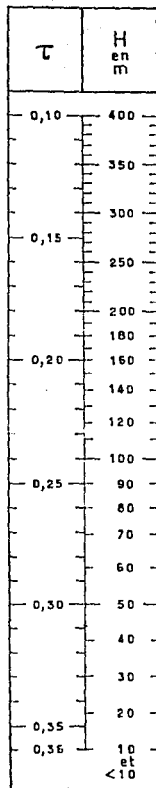
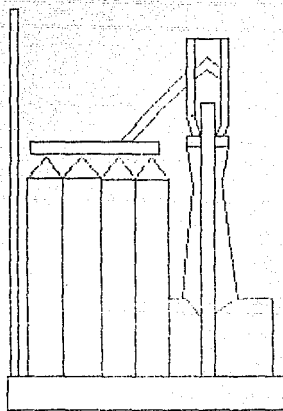


Fig. R-III-4. — Coefficient de pulsation τ .



ANEXO IV

ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

DIX-NEUVIÈME ANNÉE □ MAI 1966 □ N° 221

Série : BÉTON, BÉTON ARMÉ (85)

ÉTUDE DES CHEMINÉES EN BÉTON ARMÉ

par M. DIVERGÉ
Ingénieur Chef de Groupe au
Service Central de la Socotec

ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

RÉSUMÉ

Le présent mémoire analyse les effets séparés et combinés de la température, du vent et du poids propre sur les cheminées en béton armé. L'évaluation des contraintes effectives et le calcul des contraintes admissibles dans les sens vertical et transversal sont traités successivement. Certains problèmes spécifiques aux cheminées ont été abordés tel que le problème posé par la présence des ouvertures. Des tableaux et des abaqués ont été établis en vue de faciliter les applications numériques.

En annexe, les actions de la température et du vent sur les cheminées sont étudiées en vue de dégager certains principes de calcul pratique. L'action des tourbillons de Karman a été particulièrement examinée, ainsi que l'action locale du vent dans le sens transversal (évaluation).

Un exemple numérique précise le mode d'utilisation des formules et des abaqués.

SUMMARY

The present paper analyzes the separate and combined effects of temperature, wind and dead load on the reinforced concrete chimneys. The evaluation of the actual and allowable stresses in the vertical and cross sections has been treated successively. Some problems proper to chimneys are discussed, as, for instance, the problem of the flue openings. Tables and charts have been drawn up in view to facilitate numerical computations.

In the appendix, the effects of temperature and wind on chimneys are studied with the purpose to elaborate some principles of practical design. The action of the Karman vortices has been carefully investigated, as well as the local action of the wind on the cross section of the chimneys.

A numerical example explains how to use the formulas and the charts.

ZUSAMMENFASSUNG

Vorliegender Aufsatz behandelt die Berechnung der Stahlbetonschornsteine unter dem Einfluss der getrennt und überlagert betrachteten Lastfälle Temperatur, Wind und Eigengewicht. Der Entwicklung der Berechnung der Längs- und Querspannungen folgt die Berechnung der zulässigen Werte. Sonderfragen, wie z.B. das Vorhandensein von Öffnungen, werden erörtert. Zur Erleichterung der numerischen Anwendungen sind Zahlen- und Kurventafeln bereitgestellt.

Im Anhang wird der Einfluss der Temperatur und der Windlast mit Hinblick auf die Ausarbeitung einiger praktischer Bemessungsregeln betrachtet. Der Einfluss der Karman'schen Wirbel sowie jener der örtlichen Windlast (Hingnamente) werden besonders untersucht.

Die praktische Anwendung der Formeln und Tafeln ist anhand eines Zahlenbeispiels erörtert.

RESUMEN

En este estudio se analizan los efectos separados y combinados de la temperatura, del viento y del peso propio ejercidos sobre las chimeneas de hormigón armado. La evaluación de las tensiones efectivas y el cálculo de las tensiones admisibles en los sentidos vertical y transversal son tratados sucesivamente. Ciertos problemas específicos de las chimeneas han sido abordados en este estudio, como, por ejemplo, el problema planteado por la presencia de aberturas. Se han elaborado tablas y abacos con objeto de facilitar las aplicaciones numéricas.

En anexo, las acciones de la temperatura y del viento sobre las chimeneas son estudiadas con objeto de poner de manifiesto ciertos principios de cálculo práctico. La acción de los torbellinos de Karman ha sido objeto de examen particular, así como la acción local del viento en el sentido transversal (evaluación).

Un ejemplo numérico precisa la forma de utilización de las formulas y abacos.

Les choses en la méthode d'exécution adoptée par les auteurs peuvent parfois heurter certains points de vue habituellement admis. Mais il est bien compris que cet ouvrage, à l'égard desquelles l'Institut technique ne saurait prendre parti, ne vise en rien les personnes ni le principe des Institutions.

INTRODUCTION

La création de groupes thermiques de plus en plus puissants dans le domaine de l'industrie, et particulièrement dans les centrales électriques, a rendu nécessaire, depuis quelque temps, la construction de cheminées élevées.

Étant donné l'importante croissance des efforts qui résultent dans ces ouvrages de l'augmentation de la hauteur, il n'était plus évident que les méthodes de calculs simplifiées habituellement adoptées pour le calcul de ces structures permettaient de garantir une sécurité convenable, quelle que soit cette hauteur.

C'est pourquoi il nous a paru indispensable de reprendre les nombreuses études théoriques et expérimentales qui ont été effectuées dans le monde à ce sujet pour faire le point des connaissances actuelles. Le problème posé par la définition des caractères minimaux géométriques et mécaniques des éléments résistants d'une cheminée est très complexe en raison de l'incertitude sur la distribution et l'intensité des sollicitations qui doivent être prises en compte et de l'évaluation des efforts que ces sollicitations peuvent créer dans la structure.

M. Diver, Ingénieur Chef de Groupe au Service Central Technique de la SOCOTEC, a étudié particulièrement l'action mécanique due aux variations de température et à l'effet du vent.

En remerciant vivement M. Diver, nous espérons que son mémoire, qui est complété par de nombreux tableaux et abaques, facilitera la tâche des bureaux d'études dans le calcul des cheminées de grande hauteur en béton armé.

A. BRENIER,
Délégué Général du Bureau Securitas,
Directeur de la Socotec.

NOTATIONS PRINCIPALES

Les notations des Règles BA 60 et NV 65 sont respectées; elles ne seront plus mentionnées dans la liste suivante.

Emploi des indices

- cr* pour critique
- e* pour extérieur
- ex* pour extrême
- i* pour intérieur
- j* pour un point quelconque sur la hauteur de la cheminée
- m* pour la fibre moyenne de la section annulaire
- n* pour normal
- p* pour l'effet du moment fléchissant d'ovalisation (action du vent sur la paroi)
- t* pour l'effet de la différence de température (exception : dans l'annexe II, *c_t* signifie coefficient de traînée)
- A* pour le sommet de la cheminée
- B* pour la base de la cheminée

Notations.

- D* = diamètre du fût en béton armé
- G* = effort de glissement dans la section annulaire
- H* = effort tranchant dû à l'action d'ensemble du vent
- K* = pente du diagramme de contraintes
- L* = force latérale (de dérive) du vent
- M* = moment fléchissant dû à l'action d'ensemble du vent

- M₀* = moment fléchissant d'ovalisation dû à l'action du vent sur la paroi
- M_t* = moment fléchissant dû à l'action de la différence de température
- N* = force axiale dans une bande verticale de largeur unitaire
- N_p* = fréquence propre de vibration de la cheminée
- P* = force d'inertie (excitée)
- R* = rayon du fût en béton armé
- T* = force de traînée du vent
- V* = force verticale due aux charges permanentes (poids propre et revêtement)
- x* = hauteur de la cheminée
- Re* = nombre de Reynolds
- St* = nombre de Strouhal
- $\frac{\sigma_e}{100}$ = pourcentage d'acier de la nappe extérieure (verticale ou annulaire)
- $\frac{\sigma_i}{100}$ = pourcentage d'acier de la nappe intérieure (verticale ou annulaire)
- $\frac{\sigma_{\Sigma}}{100}$ = pourcentage total d'acier dans une section verticale ou annulaire
- 2φ = angle définissant la zone comprimée de la section annulaire
- 2θ = angle définissant l'ouverture pratiquée dans le fût
- μ = module de dilatation linéaire
- h_e* = épaisseur du fût en béton armé
- t* = différence de température entre les faces intérieure et extérieure du fût en béton armé.

1. ETUDE DES EFFETS DE LA TEMPÉRATURE

1.1. SENS VERTICAL

Considérons un tronçon de cheminée de hauteur *l*, limité par deux plans horizontaux, dont la température initiale a subi un accroissement *t_i* sur la paroi intérieure et *t_e* sur la paroi extérieure (*t_e* > *t_i*). Nous simplifions le problème sans commettre d'erreur appréciable en remplaçant la forme tronçonnée du tronçon de cheminée par un cylindre de même épaisseur *h_e*. Le gradient thermique est supposé linéaire (voir annexe I).

La variation de température a pour effet de produire dans le sens vertical :

a) Un allongement uniforme du tronçon, d'amplitude Δl où $\Delta l = \mu \left(\frac{t_i + t_e}{2} \right) l$, μ désignant le module de dilatation linéaire du matériau qui constitue la cheminée

(pour le béton armé $\mu = 10^{-4}$). Cet allongement n'étant pas négligeable dans le sens vertical, il n'en résulte aucune contrainte dans la cheminée.

b) Une déformation non uniforme due à la différence de température $t = t_e - t_i$.

Si cette déformation n'était pas gênée par la continuité horizontale du tour circulaire, elle provoquerait un allongement des fibres intérieures de $\frac{t}{2} l$ et un raccourcissement des fibres extérieures de $\frac{t}{2} l$; l'effet de cette

déformation se traduirait par la transformation du tronçon cylindrique en volume de révolution décrit par un secteur de couronne circulaire ayant la concavité tournée vers l'extérieur de la cheminée.

Pour ramener le tronçon à sa forme initiale compatible avec la forme de l'ensemble de la cheminée il est nécessaire

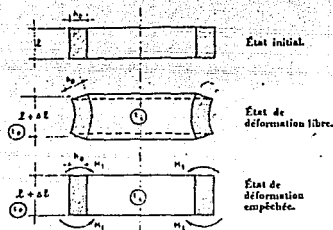


FIG. 1.1.

et suffisant d'appliquer sur tout son contour des couples M_1 . Nous nous proposons d'évaluer les contraintes provoquées par ces couples (fig. 1.1).

Soit une section d'épaisseur h_0 et de largeur unitaire ayant un ferrailage double dissymétrique. Le pourcentage d'acier de la nappe extérieure est $\frac{\alpha}{100} = \frac{A'}{F \times h_0}$; le pourcentage d'acier de la nappe intérieure est

$$\frac{c\alpha}{100} = \frac{A}{F \times h_0}$$

Avec les notations de la figure, K_1 désignant la pente du diagramme des contraintes, l'équilibre de la section s'exprime par les relations (fig. 1.2):

$$(1.1) \quad N = K_1 h_0 \left[\frac{\alpha}{2} + N' \right] = 0,$$

$$(1.2) \quad M_1 = K_1 A' \left[\frac{\alpha}{2} \left(\frac{1}{2} - \frac{\alpha}{3} \right) + \mathcal{K} \right],$$

où :

$$(1.3) \quad N' = n \frac{\alpha}{100} \left[\frac{h}{h_0} (c-1) + \alpha (c+1) - c \right],$$

$$(1.4) \quad \mathcal{K} = n \frac{\alpha}{100} \left(\frac{h}{h_0} - \frac{1}{2} \right) \left[\frac{h}{h_0} (c+1) + \alpha (c-1) - c \right].$$

Dans les cas courants que nous avons spécialement étudiés, N' et \mathcal{K} prennent les valeurs suivantes :

Armature simple $c = 0$.

$$N' = n \frac{\alpha}{100} \left(\alpha - \frac{h}{h_0} \right).$$

$$\mathcal{K} = n \frac{\alpha}{100} \left(\frac{h}{h_0} - \frac{1}{2} \right) \left(\frac{h}{h_0} - \alpha \right).$$

Armature double dissymétrique $c = \frac{1}{2}$.

$$N' = n \frac{\alpha}{100} \left(\frac{3}{2} \alpha - \frac{h}{h_0} - \frac{1}{2} \right).$$

$$\mathcal{K} = n \frac{\alpha}{100} \left(\frac{h}{h_0} - \frac{1}{2} \right) \left(\frac{3}{2} \frac{h}{h_0} - \alpha - \frac{1}{2} \right).$$

Armature double symétrique $c = 1$.

$$N' = n \frac{\alpha}{100} (2\alpha - 1),$$

$$\mathcal{K} = n \frac{\alpha}{100} \left(\frac{h}{h_0} - \frac{1}{2} \right) \left(\frac{2h}{h_0} - 1 \right).$$

Nous pouvons trouver une troisième équation, basée sur la relation entre le gradient thermique et les déformations qu'il engendre.

La variation de la température dans la section est :

$$t(x) = \frac{t}{2} \left(\frac{2x}{h_0} - 1 \right).$$

Les variations linéaires qui en résultent sont :

$$\frac{\Delta l}{l}(x) = \mu \frac{t}{2} \left(\frac{2x}{h_0} - 1 \right),$$

et les contraintes engendrées :

$$\sigma(x) = E_{th} \frac{t}{2} \left(\frac{2x}{h_0} - 1 \right).$$

La pente du diagramme des contraintes est ainsi égale à :

$$(1.5) \quad K_1 = \frac{E_{th} t}{h_0}$$

Il en résulte que, dans le cas de la section soumise uniquement à l'action de la différence de température, la pente K_1 du diagramme des contraintes a une valeur donnée. Généralement, l'accroissement de la température peut être considéré comme permanent, donc $E_2 = E_1$.

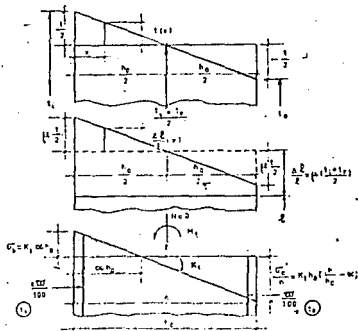


FIG. 1.2. — Température, Variation unitaire de la longueur, Contraintes.

La relation (1.1) peut être écrite sous la forme :

$$(1.6) \quad \frac{\sigma^2}{2} + \sigma \epsilon = 0,$$

et nous permet d'établir la position de l'axe neutre, qui ne dépend que des caractéristiques géométriques de la section (l'arrondissement compris). On retrouve donc l'équation classique de la théorie du Béton Armé pour les sections soumises à la flexion simple.

Les valeurs de σ peuvent être calculées à l'aide des abaques numéros 1 et 2; la relation (1.2) permet de déterminer le moment M_0 du couple qui doit être développé aux deux extrémités de la cheminée.

NOTA. — La différence de température peut présenter des variations brusques Δt dans le plan vertical, notamment au droit de la ceinture généralement prévue autour du plancher servant de cendrier.

Si la ceinture est suffisamment rigide pour que la déformation de la cheminée sous l'action du gradient thermique puisse être considérée comme négligeable, la ceinture sera soumise à un moment fléchissant d'axe horizontal égal à :

$$M_1 = \Delta M_1 R_m$$

où :

— R_m désigne le rayon moyen de la ceinture.

— ΔM_1 désigne la différence entre les moments produits par la température au-dessus et au-dessous de la ceinture

$$\Delta M_1 = \Delta K_1 R_m^2 \left[\frac{\sigma^2}{2} \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{3} \right) + \sigma \epsilon \right],$$

— ΔK_1 correspond à Δt ; $\Delta K_1 = \frac{E_0 \mu \Delta t}{h_0}$

1.2. SENS TRANSVERSAL

Considérons une bande découpée dans la coque et déformée par deux plans verticaux faisant entre eux l'angle φ . Le rayon moyen est R_m . Si l'on expose cette bande à des températures différentes sur chacune de ses faces, les déformations qui en résultent auront le même caractère que dans le cas précédent, c'est-à-dire :

a) Un allongement uniforme libre, transformant le rayon R_m en $R_m + \Delta R_m$.

b) Une déformation non-uniforme qui donnera lieu à des moments intérieurs M_1 , ramenant la coque à sa forme circulaire (fig. 1.3).

Les contraintes dans le béton et l'acier seront déterminées par les mêmes expressions que précédemment.

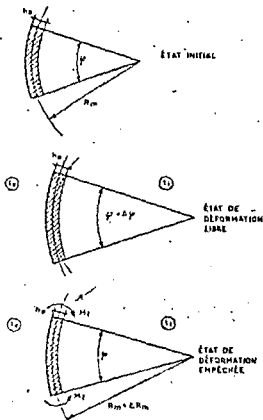


FIG. 1.3.

2. ÉTUDE DES EFFETS DU VENT ET DU POIDS PROPRE

La détermination de l'action du vent à prendre en compte est étudiée dans l'annexe II. Nous n'évoquons ici que les effets produits par cette action supposée comme dans les bandes verticales et les tronçons horizontaux de la cheminée : comme hypothèses de base nous avons adopté les hypothèses admises par les Règles BA 50 et en particulier les lois de Hooke et de Navier. Il ne semble pas avoir, dans l'état actuel de nos connaissances sur le comportement des solides à section annulaire, un calcul à la rupture puisse offrir une garantie de sécurité acceptable.

2.1. SENS VERTICAL

2.1.1. Évaluation des contraintes.

L'action d'ensemble du vent agissant sur la cheminée produira dans une section horizontale des moments fléchissants M et des efforts tranchants H (évalués au

paragraphe II. 14). Les contraintes dues à l'action simultanée du vent et des charges permanentes V seront déterminées avec les méthodes classiques utilisées dans le calcul des sections de béton armé soumises à la flexion composée. Les tableaux 1 à 5, déterminés à partir des équations d'équilibre des forces et des moments, donnent les valeurs des contraintes σ_{0m} dans le béton et σ_{1m} dans l'acier en fonction des sollicitations extérieures M et V , et du pourcentage total d'acier $\frac{\sigma_1}{100} = \frac{\sigma}{100} + \frac{c_0}{100}$. Le coefficient d'équivalence a été pris égal à 15; σ_{0m} représente la contrainte maximale à l'aplomb de la surface moyenne de la coque.

Ces tableaux sont donnés en fonction de l'angle 2θ de la section l'ouverture pratiquée dans le fût pour permettre le passage des rainures.

5. 1. - θ (1/3 sans ouverture) on retrouve les valeurs indiquées dans le formulaire du Béton Armé de MM. Chambaud et Lefebvre (fig. 2.1).

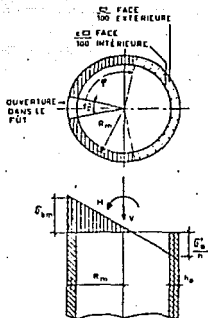


FIG. 2.1.

Lorsque la section est entièrement comprimée ($\alpha = 180^\circ$), la contrainte de compression maximale dans le béton sera calculée d'après la formule approchée utilisée pour les matériaux homogènes, c'est-à-dire

$$\sigma_m = \frac{V}{B_1} \left(1 \pm \frac{2M}{\sqrt{R_m}} \right)$$

où :

R_m = le rayon moyen du fût en béton armé

B_1 = la section de béton homogénéisé.

V = la somme des charges permanentes (verticales) au niveau pris en considération.

2. 12. Contraintes admissibles.

Il s'agit d'un problème de flexion composée. La construction supportant les effets du vent, les contraintes admissibles en service pourront être majorées de $\frac{1}{3}$ (voir Règles BA 60, paragraphe 2.0).

a) Béton. — La contrainte admissible est

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \bar{\sigma}_{b1}$$

Le coefficient δ . Bien que la section horizontale présente un évidement transversal, on pourra admettre que le coefficient δ peut être évalué à partir de l'expression donnée par les Règles BA 60, paragraphe 2.21. Il en résulte

$$\delta = 0,3 \left(1 + \frac{2M}{3\sqrt{R_m}} \right)$$

En adoptant la notation des tableaux 1 à 5, où

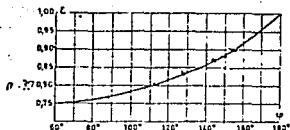
$$\alpha = \frac{M}{\sqrt{R_m}}$$

on obtient :

$$\delta = 0,3 \left(1 + \frac{2}{3} \alpha \right)$$

Le coefficient ϵ est égal à $\frac{1}{2} \left(\frac{1 - \cos \varphi}{\sin \varphi - \cos \varphi} \right)$.

(voir diagramme n° 1).



$$\bar{\sigma}_s = \delta \epsilon \sigma_{s1} \quad (\alpha \beta \gamma = 1).$$

Diagramme (1) permettant de déterminer ϵ .

Dans les cas courants $\alpha \beta \gamma = 1$; la contrainte admissible du béton sera comprise entre les bornes suivantes :

$$0,30 \sigma_{b1} \leq \bar{\sigma}_b \leq \delta \epsilon \sigma_{b1} \leq 0,60 \sigma_{b1}$$

b) Acier. — La contrainte admissible $\bar{\sigma}'_s$ de l'armature devra être au plus égale à $\bar{\sigma}'_s = \frac{2}{3} \sigma'_{s1}$; on devra en outre vérifier que les conditions de fissuration prévues par les Règles n'ont pas pour effet de limiter la contrainte à une valeur inférieure. Sauf justification particulière il est à notre avis prudent de limiter la valeur de k définie au paragraphe 2.112 des Règles BA 60 à 50 000 (voir aussi Annexe I, § I. 24).

État limite. Les Règles BA 60 prévoient un calcul à l'état limite, tenant compte de la pression extrême du vent. Les contraintes admissibles dans ce cas seront :

$$\text{Béton : } \bar{\sigma}_{b1} = 1,3 \bar{\sigma}_b$$

$$\text{Acier : } \bar{\sigma}'_{s1} = \sigma'_{s1}$$

Avec l'apparition des Règles NV 65, le rapport entre la pression extrême et la pression normale du vent passe de $\frac{3}{2}$ (Règles BA 60) à 1,75. En conséquence un nombre plus important de cheminées risque d'être dimensionné d'après l'état limite, tout au moins en ce qui concerne l'armature.

2.2. SENS TRANSVERSAL

2. 21. Évaluation des contraintes.

2.211. Effet des moments d'ovalisation.

Un anneau horizontal est sollicité par les moments fléchissants d'ovalisation indiqués au chapitre II, § 22. Avec les notations données dans le chapitre I, les équations d'équilibre en flexion simple s'écrivent (fig. 2.2) :

$$(2.1) \quad N = K_s h^2 \left(\frac{\sigma^2}{2} + N \right) = 0,$$

$$(2.2) \quad M_s = K_s h^2 \left[\frac{\sigma^2}{2} \left(\frac{1}{2} - \frac{\alpha}{3} \right) + M \right]$$

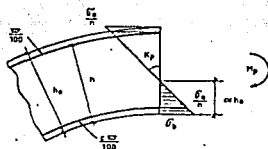


FIG. 2.2.

L'équation (2.1) permet de retrouver la relation (1.6) $\frac{\alpha}{2} + \alpha' = 0$ et les abaques numérisés 1 et 2 correspondants.

Ces mêmes abaques donnent les valeurs de K_s en utilisant le coefficient sans dimensions :

$$F = \frac{1}{\frac{\alpha^2}{2} \left(\frac{1}{2} - \frac{\alpha}{3} \right) + \alpha}$$

La pente $K_s = \frac{M_s}{h_0} F$ (2.3) et les contraintes dans le béton et l'acier en résultent immédiatement :

$$(2.4) \quad \sigma_s = K_s \alpha h_0$$

$$(2.5) \quad \sigma_c = n K_s h_0 \left(\frac{h}{h_0} - \alpha \right)$$

$$(2.6) \quad \sigma_s = n K_s h_0 \left(\alpha + \frac{h}{h_0} - 1 \right)$$

NOTA 1. — Utilisation des abaques nos 1 et 2 dans le cas de flexion simple.

Les abaques nos 1 et 2 permettent de déterminer les contraintes dans le béton et l'acier en fonction de α et de K_s . Les abaques ont été établis pour une bande de cisailles de largeur unitaire; il est toutefois facile de les recouvrir en abaques universels pour la vérification des sections de largeur b soumises à la flexion simple. Il suffit en effet de prendre en considération le moment au unité de largeur $\frac{M}{b}$ (M_s représente un moment fléchissant quelconque).

On obtient : $K = \frac{M_s}{b h_0^2} F$.

Dans les abaques il suffira de remplacer

$$K_s = \frac{M_s}{h_0^2} F \text{ par } K = \frac{M_s}{b h_0^2} F.$$

L'expression des contraintes restera évidemment inchangée.

NOTA 2. — Dans le cas du moment d'ovalisation croissant des tractions sur les fibres inférieures, il est utile de rappeler que le pourcentage d'aciers qui doit être pris en considération en utilisant les abaques nos 1 et 2 est $\frac{\sigma_c}{100}$. Si $\alpha = 0$ le calcul ne peut pas être effectué avec les méthodes usuelles de la Résistance des Matériaux appliquée au béton armé.

2.212. Effet de l'effort tranchant d'ensemble.

Faute d'un calcul plus précis, on pourra procéder de la façon suivante :

L'effort de glissement G sera évalué à partir de la relation

$$G = \frac{H}{2} \text{ en admettant que } \alpha = 0,8 D_m.$$

Il en résultera une contrainte de traction dans les cerces égales à :

$$\sigma_s' = \frac{100 G}{2 \alpha h_0} = \frac{100 H}{1,6 \alpha h_0 D_m}$$

2.213. Contraintes maximales de traction.

Théoriquement, l'effet du moment d'ovalisation n'est pas superposable à l'effet de l'effort tranchant d'ensemble. Pourtant, dans le calcul pratique, on a l'habitude d'ajouter les contraintes déterminées au § 2.211 à celles déterminées au § 2.212 et provoquées par l'effort tranchant. L'approximation ainsi effectuée ne dépasse pas les limites généralement admises dans le calcul des structures en béton armé.

2.22. Contraintes admissibles.

Les contraintes admissibles seront celles dont on tient compte dans les cas de flexion simple. Les contraintes admissibles en service pourront être affectées d'un coefficient de majoration de $\frac{9}{8}$. En ce qui concerne les conditions de fissuration de l'acier, voir § 2.12, b.

A l'état limite on admettra $\sigma_{s,lim} = 1,5 \bar{\sigma}_s$ et $\sigma_{c,lim} = \bar{\sigma}_c$.

2.3. PRÉSENCE DES OUVERTURES.

La présence des ouvertures au droit des cornues pose des problèmes difficiles à résoudre par un calcul exact. Nous nous bornerons à indiquer un calcul approché capable d'aboutir à des dispositions constructives convenables.

On a l'habitude de prévoir autour des ouvertures des renforts tels que la section et le moment d'inertie du fût non percé soient reliés.

Etude du renfort. Le renfort doit participer à la transmission du moment fléchissant M et de la charge permanente N , produisant les contraintes σ dans la section du fût non percé au-dessus de l'ouverture, ainsi que de l'effort tranchant d'ensemble H évalué dans la même section.

Nous considérons successivement trois hypothèses non superposables concernant la direction du vent (fig. 2.3).

Hypothèse a. — Le calcul pourra être effectué en considérant le renfort comme un cadre fermé, devant équilibrer les sollicitations provoquées par la force horizontale $\frac{H}{2}$. (On suppose que la force horizontale restante $\frac{H}{2}$ sera équilibrée par la coupe au niveau de l'ouverture). On tiendra aussi compte des contraintes σ , dans la mesure où leur valeur est assez importante. On devra

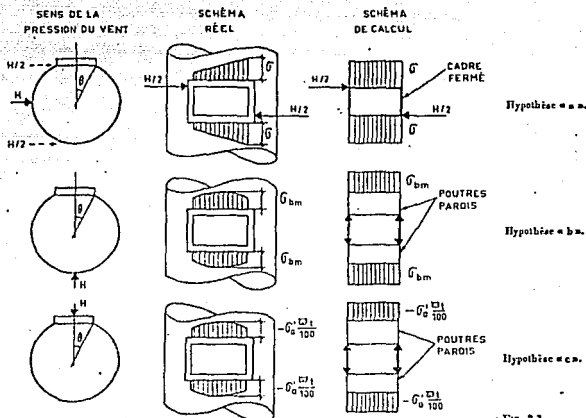


FIG. 2.3.

s'assurer que les éléments verticaux et horizontaux du cadre sont capables de résister aux moments fléchissants et aux efforts tranchants qui résultent de l'action des forces dérivées ci-dessus.

Dans certains cas, un calcul simplifié du cadre pourra être effectué en admettant des articulations fictives placées à mi-hauteur des éléments verticaux. En négligeant l'action des contraintes σ_c , on trouve dans l'angle du cadre $M_r = \frac{H}{4} d$ et $T = \frac{H}{2} d$ étant la hauteur du cadre. (Ce calcul simplifié est nettement dans le sens de la sécurité).

Hypothèse « b ». On prendra en compte les contraintes maximales de compression σ_{cm} distribuées sur toute la largeur de l'ouverture et calculées à l'aide du tableau n° 5 ($\theta = 0$). La transmission des forces élastiques dues à ces contraintes jusqu'aux éléments verticaux du renfort pourra être envisagée en supposant que les éléments horizontaux du cadre solidaires avec la coque, constituent une poutre-paroi sur une hauteur du fût au moins égale à la portée de l'ouverture (voir Règles BA 60, paragraphe A 4). Les contraintes supplémentaires apportées par l'effet de la courbure de la coque pourront être négligées si $\theta \leq 20^\circ$.

La transmission de l'effort tranchant H est assurée par la partie de coque non affectée par l'ouverture.

Hypothèse « c ». On prendra en compte les contraintes maximales de traction σ_{ct} distribuées sur toute la largeur de l'ouverture et calculées à l'aide du tableau

n° 5 ($\theta = 0$). La conduite du calcul sera analogue à celle indiquée pour l'hypothèse « b ». Les éléments verticaux et horizontaux qui bordent l'ouverture devront résister aux forces élastiques provoquées par les contraintes de traction.

Étude de la coque au niveau de l'ouverture. Si les éléments verticaux du renfort sont capables d'équilibrer les courbures (hypothèse « b ») ou les tractions (hypothèse « c ») représentant les réactions des poutres-parois, on pourra considérer que les contraintes engendrées dans la coque au niveau de l'ouverture ne diffèrent pas sensiblement des contraintes σ_{cm} et σ_{ct} calculées au-dessus de l'ouverture. Dans le cas contraire, la coque en dehors de la zone des renforts devra être vérifiée. Les contraintes maximales de compression seront évaluées dans l'hypothèse « b », avec les tableaux n° 1 à 4 ($\theta \neq 0$). Les contraintes maximales de traction pourront être approximativement évaluées dans l'hypothèse « c » avec le tableau n° 5 ($\theta = 0$), en ayant soin de concevoir de part et d'autre de l'ouverture les barres nécessaires (pratiquement équivalentes aux barres coupées par l'ouverture).

La section des cerces destinées à équilibrer l'effort tranchant d'ensemble pourra être égale à celle qui est nécessaire dans le fût non percé.

La résistance aux moments d'évaluation devra être localement assurée au voisinage de l'ouverture par le renfort.

NOTA. — L'expérience a démontré l'utilité des barres à 45° disposées aux angles de l'ouverture.

3. ÉTUDE DES EFFETS COMBINÉS DE LA TEMPÉRATURE, DU VENT ET DU POIDS PROPRE

3.1. SENS VERTICAL

3.11. Évaluation des contraintes.

La section de béton armé est sollicitée par les efforts suivants :

a. Les efforts extérieurs dus à l'action combinée du vent et du poids propre, concrétisés sous la forme d'une pression uniforme σ_{pm} , ou d'une traction concentrée dans les armatures σ_a . Dans les calculs qui suivent, cette traction localisée sera uniformisée sur toute la section.

On posera $\sigma_{pm} = -\sigma_a' \frac{a}{100}$ où $\frac{a}{100}$ est le pourcentage total d'acier $\frac{a}{100} + \frac{ca}{100}$.

b. Les moments de liaison M_1 :

Le raisonnement antérieur qui nous a permis de trouver la valeur de la pente du diagramme des contraintes $K_1 = \frac{E_s \mu l}{f_b}$ continue à être valable. En effet, la présence d'une pression extérieure ne fait que translater le diagramme, qui garde la même pente constante K_1 , indépendante des sollicitations extérieures.

Les trois cas suivants peuvent se présenter :

Cas A : $0 < a < 1$. Section partiellement comprimée et partiellement tendue.

Cas B : $a > 1$. Section entièrement comprimée.

Cas C : $a < 0$. Section entièrement tendue.

† Nous écrirons les équations d'équilibre dans chaque cas, en fonction de a et de la pente K_1 (fig. 3.1).

Cas A.

On retrouve les équations (1.1) et (1.2); dans l'équation (1.1) $N = 0$ sera évidemment remplacé par $N = \sigma_{pm} h_b$.

Cas B.

$$(3.3) \quad N = \sigma_{pm} h_b = K_1 h_b^2 \left(a - \frac{1}{2} + N' \right)$$

$$(3.4) \quad M_1 = K_1 h_b^2 \left(\frac{1}{12} + N' \right)$$

Cas C.

$$(3.5) \quad N = \sigma_a' h_b = K_1 h_b^2 N'$$

$$(3.6) \quad M_1 = K_1 h_b^2 N'$$

où N' et N'' ont les valeurs indiquées dans les relations (1.3) et (1.4).

Des abaques ont été dressés permettant le calcul rapide de la position de l'axe neutre (abaques nos 3 à 7). L'entrée s'effectue avec la valeur $\frac{\sigma_{pm}}{K_1 h_b}$ où σ_{pm} prend le signe - dans le cas de la traction.

Dans les trois cas envisagés (A, B et C), les contraintes dans le béton et l'acier seront immédiatement établies en fonction de K_1 et de a . Les notations sont indiquées dans la fig. 3.1.

$$(3.7) \quad \sigma_c = K_1 h_b$$

$$(3.8) \quad \sigma_c' = n K_1 h_b \left(\frac{h}{h_b} - a \right)$$

$$(3.9) \quad \sigma_a = n K_1 h_b \left(a - \frac{h}{h_b} \right)$$

$$(3.10) \quad \sigma_{cm} = K_1 h_b (a - 1)$$

$$(3.11) \quad \sigma_c = n K_1 h_b \left(a + \frac{h}{h_b} - 1 \right)$$

$$(3.12) \quad \sigma_a = n K_1 h_b \left(1 - \frac{h}{h_b} - a \right)$$

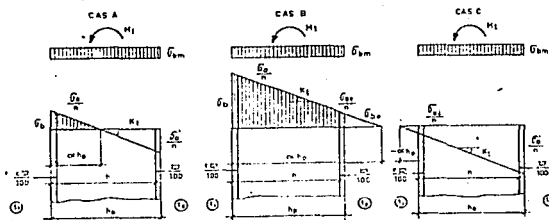


Fig. 3.1.

Cas particulier. Les contraintes engendrées par la différence de température agissant seule seront déterminées avec les mêmes équations, les valeurs α étant fournies par les abaques nos 1 et 2 (Voir § 1.1.).

Au cours de l'étude d'une cheminée il y a lieu d'effectuer deux vérifications pour chaque niveau :

a) La vérification de la compression maximale, dans la section correspondant à la face sous le vent (σ_{sm} positif).

b) La vérification de la traction maximale, dans la section correspondant à la face au vent (σ_{sm} négatif).

NOTA. — La face extérieure (froide) de la cheminée étant soumise aux contraintes maximales de traction, on a intérêt, dans certains cas, à prévoir un ferrailage extérieur plus important que le ferrailage intérieur.

3.12. Contraintes admissibles.

La flexion composée d'ensemble est superposée à la flexion composée localisée.

a) Béton. La valeur de la contrainte admissible sera affectée d'un coefficient δ_1 qui tient compte de la dite flexion localisée. On obtient : $\sigma_a = 0,57 \delta_1 \sigma_{a1}$; $\delta_1 = 1 + \frac{2 M_1}{N h}$ a été calculé pour les divers cas usuels, et se trouve sur les figures 3.2 à 3.4. Il est à noter que si la différence de température $t = 0$, il résulte $M_1 = 0$, donc $\delta_1 = 1$, et on retrouve la contrainte admissible indiquée au paragraphe 2.12. Le coefficient α a déjà été évalué au même § 2.12. Dans les cas courants $\alpha \beta \gamma = 1$, la contrainte admissible du béton sera comprise entre les bornes suivantes : $0,30 \sigma_{a1} \leq \sigma_a \leq \delta_1 \sigma_{a1} \leq 0,60 \sigma_{a1}$.

b) Acier. On admettra les contraintes évaluées au § 2.12.

NOTA. — Si $t > 100^\circ$ les contraintes admissibles en acier pour le béton et l'acier seront affectées des coefficients de majoration prévus dans les « Règles applicables à la construction de cheminées en Béton Armé » (Voir Annexe I).

A l'état limite on admettra $\bar{\sigma}_{sm} = 1,5 \bar{\sigma}_a$ et $\bar{\sigma}'_{sm} = \sigma'_a$.

3.2. SENS TRANSVERSAL

3. 21. Évaluation des contraintes.

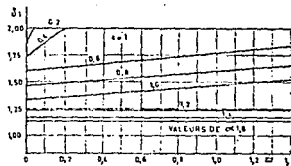
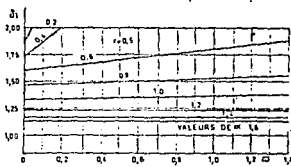
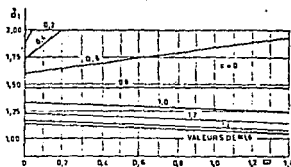
3.211. Effet combiné des moments d'ovalisation et de la température.

La section de béton armé est sollicitée par les efforts suivants :

- Les efforts dus à l'action du vent, concrétisés sous la forme d'un moment de flexion d'ovalisation M_1 .
- Les moments intérieurs de liaison M_2 .

Nous adopterons l'hypothèse généralement admise dans les calculs de Résistance des Matériaux, selon laquelle les moments d'origine thermique sont superposables aux moments extérieurs. Nous supposons que la force normale $N = 0$. Il en résulte que :

a) La position de l'axe neutre (comme dans tous les problèmes de flexion simple) dépend uniquement des caractéristiques géométriques de la section (ferrailage compris).



$$\delta_1 = \frac{\sigma_a}{\delta_1 \sigma_{a1}} \quad (\alpha \beta \gamma = 1) \quad t = 0 - \delta_1 = 1.$$

FIG. 3.2., 3.3., 3.4.

permettant de déterminer δ_1 .

b) La pente du diagramme des contraintes sera la somme des pentes K_1 et K_2 ($K_1 =$ la pente du diagramme des contraintes produites par le moment flexionnel extérieur M_1).

La ligne de fermeture du diagramme des contraintes aura donc la pente $K_1 \pm K_2$, et tournera autour d'un point fixe par la position de l'axe neutre (fig. 3.5).

Les équations d'équilibre s'écrivent :

$$(3.13) \quad N = (K_1 + K_2) h^2 \left(\frac{a^2}{2} + \lambda^2 \right) = 0.$$

$$(3.14) \quad M_1 + M_2 = (K_1 + K_2) h^2 \left[\frac{a^2}{2} \left(\frac{1}{2} - \frac{a}{3} \right) + \lambda^2 \right].$$

L'équation (3.13) permet de retrouver la relation (1.6) $\frac{a^2}{2} + \Delta^2 = 0$ et les abaques nos 1 et 2 correspondants.

Les valeurs de K_1 et de K_2 ont été déterminées antérieurement; elles sont respectivement exprimées par les relations

$$(1.5) \quad K_1 = \frac{E_{st} \mu l}{h_0} \quad \text{et} \quad (2.3) \quad K_2 = \frac{M_1}{h_0} F.$$

Les contraintes dans le béton et l'acier en résultent immédiatement :

$$(3.15) \quad \sigma_s = (K_1 + K_2) a h_0.$$

$$(3.16) \quad \sigma_c = n (K_1 + K_2) h_0 \left(\frac{h}{h_0} - a \right)$$

$$(3.17) \quad \sigma_s = n (K_1 + K_2) h_0 \left(a + \frac{h}{h_0} - 1 \right).$$

Au cours de l'étude d'une cheminée il y a lieu d'effectuer deux vérifications pour chaque anneau pris en considération :

a) La vérification de la face extérieure, tendue simultanément par l'effet de la température et par le moment d'ovalisation du vent. (Les pentes K_1 et K_2 sont de même signe.)

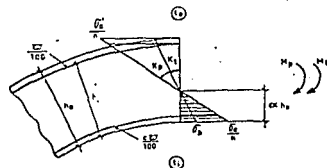


FIG. 3.5.

b) La vérification de la face intérieure, tendue par le moment d'ovalisation et comprimée par l'effet de la température. (Les pentes K_1 et K_2 sont de signe contraire.)

3.212. Effet de l'effort tranchant d'ensemble.

(Voir paragraphe 2.212.)

3.213. Contraintes maximales de traction.

(Voir paragraphe 1.213.)

3.22. Contraintes admissibles.

Les contraintes admissibles sont celles dont on tient compte dans les cas de flexion simple. De plus, si $t_1 > 100^\circ$, on appliquera aux contraintes admissibles en service les coefficients de minoration prévus par les Règles.

UTILISATION DES ABAQUES 1 à 7

Utilisation des abaques 1 et 2.

Se reporter directement aux schémas sur les figures.

Utilisation des abaques 3 à 7.

Données.

$$K_1 = \frac{E_{st} \mu l}{h_0},$$

$$l = l_1 - l_2,$$

$$\mu = 10^{-3},$$

$$h; h_0.$$

$$\frac{\sigma}{100} = \frac{A'}{1 \times h_0} \frac{c\sigma}{100} = \frac{A}{1 \times h_0}$$

Les abaques permettent de déterminer a .

On obtient. $\sigma_s = K_1 a h_0$

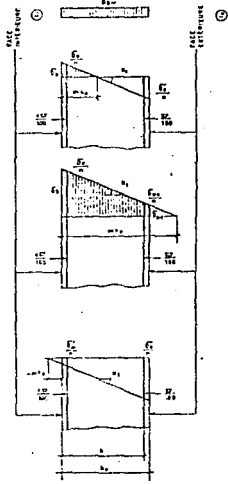
$$\sigma_c = n K_1 h_0 \left(\frac{h}{h_0} - a \right),$$

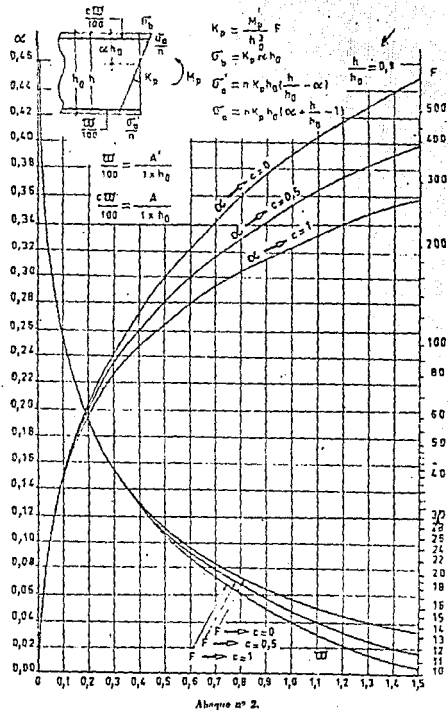
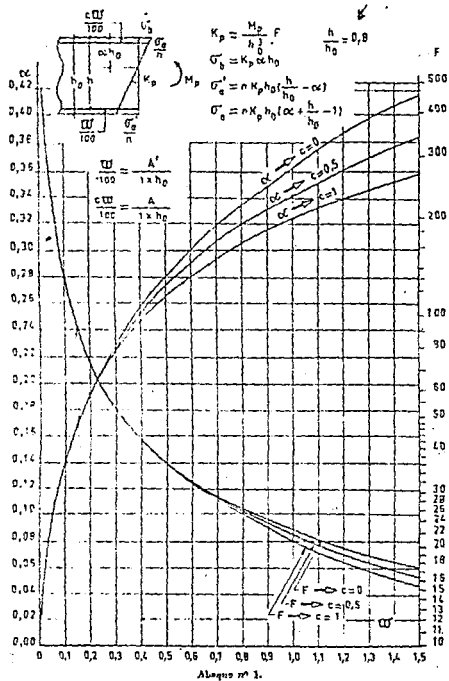
$$\sigma_s = n K_1 h_0 \left(a - \frac{h_0}{h} \right),$$

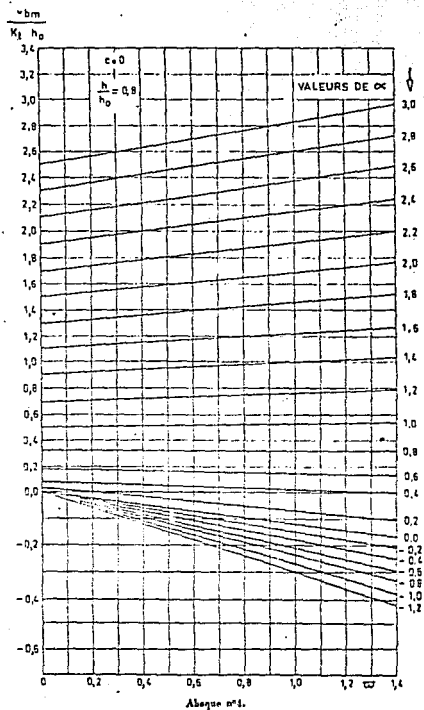
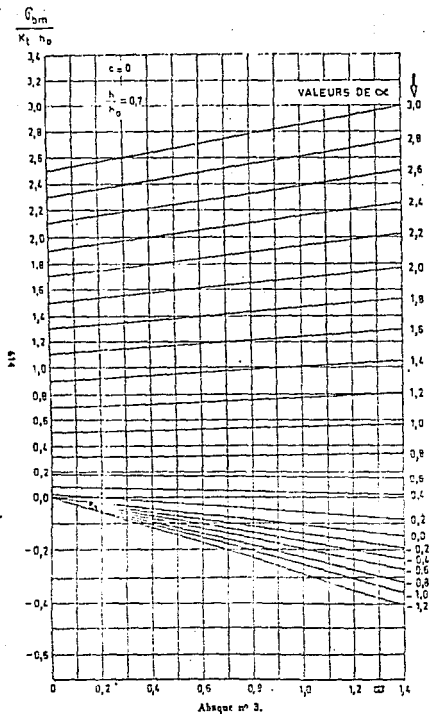
$$\sigma_c = K_2 h_0 (a - 1),$$

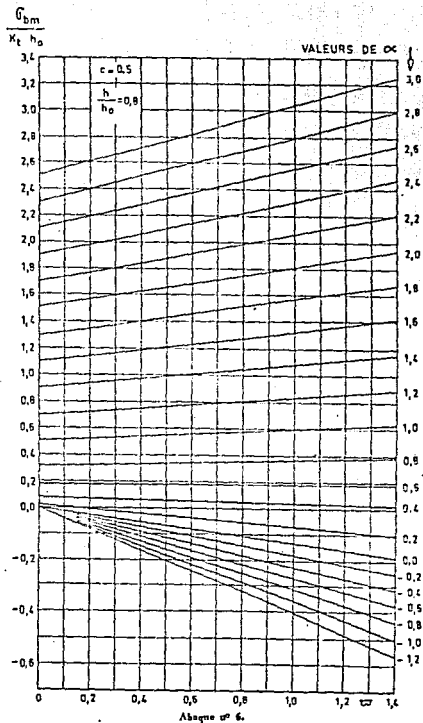
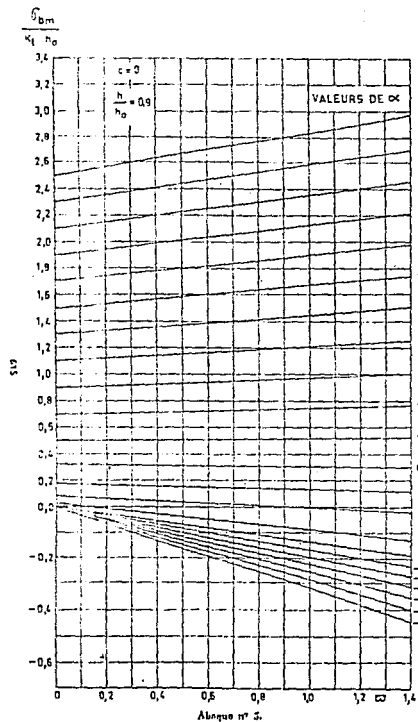
$$\sigma_s = n K_2 h_0 \left(a + \frac{h_0}{h} - 1 \right),$$

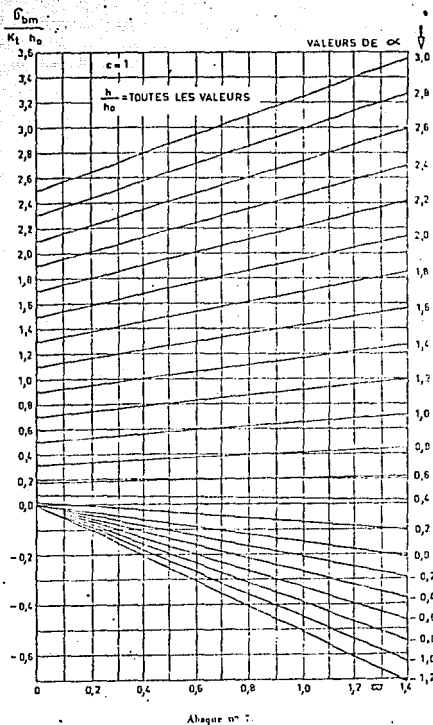
$$\sigma_c = n K_2 h_0 \left(1 - \frac{h_0}{h} - a \right).$$











**UTILISATION
DES TABLEUX 1 à 5**

Données.

$$a = \frac{M}{V h_m}$$

M = le moment d'ensemble au niveau pris en considération,

V = la force verticale permanente au niveau pris en considération,

$\frac{c_1}{100} = \frac{c_2}{100} + \frac{c_3}{100}$ = le pourcentage total des aciers,

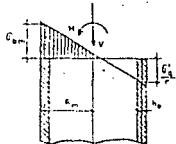
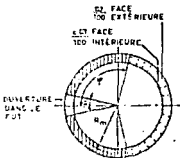
b; h₀.

Les tableaux permettant de déterminer α ; β ; γ .

On obtient.

$$\alpha_{1m} = \frac{V}{h_m h_0} b,$$

$$\alpha'_m = \beta \alpha_{1m}.$$



NOTA CONCERNANT
LES TABLEAUX 1 à 5
Deux lignes sont groupées pour chaque
pourcentage; la première donne la valeur
de a, et la seconde la valeur de b.

TABLEAU N° 1

8 - 35°

α	60°	70°	80°	90°	100°	110°	120°	130°	140°	150°	160°	170°	180°
0,1	a = 1,57	0,92	0,73	0,62	0,55	0,48	0,43	0,38	0,33	0,29	0,26	0,24	0,23
	b = 3,42	1,76	1,24	0,98	0,82	0,71	0,63	0,57	0,53	0,50	0,48	0,46	0,46
0,2	4,90	1,25	0,81	0,67	0,57	0,50	0,43	0,38	0,33	0,29	0,26	0,24	0,23
	8,41	2,10	1,32	1,00	0,82	0,71	0,63	0,57	0,52	0,49	0,47	0,46	0,45
0,3		1,75	0,97	0,73	0,60	0,51	0,44	0,38	0,34	0,29	0,26	0,24	0,23
		2,59	1,41	1,03	0,83	0,70	0,62	0,56	0,52	0,49	0,46	0,45	0,43
0,4		2,55	1,12	0,78	0,62	0,52	0,45	0,39	0,34	0,30	0,26	0,24	0,23
		3,40	1,52	1,05	0,83	0,70	0,62	0,56	0,51	0,48	0,46	0,44	0,44
0,5		4,07	1,30	0,84	0,65	0,53	0,45	0,39	0,34	0,30	0,26	0,24	0,23
		4,92	1,63	1,07	0,83	0,70	0,61	0,55	0,51	0,47	0,45	0,44	0,43
0,6		8,07	1,50	0,90	0,68	0,55	0,46	0,39	0,34	0,30	0,26	0,24	0,23
		8,93	1,77	1,10	0,84	0,70	0,60	0,54	0,50	0,47	0,45	0,43	0,43
0,7			1,74	0,97	0,70	0,56	0,47	0,40	0,31	0,30	0,26	0,24	0,23
			1,94	1,13	0,84	0,69	0,60	0,54	0,49	0,46	0,44	0,43	0,42
0,8			2,03	1,04	0,73	0,57	0,47	0,40	0,34	0,30	0,26	0,24	0,23
			2,14	1,16	0,85	0,69	0,59	0,53	0,49	0,46	0,44	0,42	0,42
0,9			2,38	1,11	0,75	0,58	0,48	0,40	0,34	0,30	0,26	0,24	0,23
			2,58	1,19	0,85	0,69	0,59	0,53	0,48	0,45	0,43	0,42	0,41
1,00			2,83	1,18	0,78	0,59	0,48	0,40	0,34	0,30	0,26	0,24	0,23
			2,69	1,22	0,85	0,68	0,58	0,52	0,48	0,45	0,42	0,41	0,41
1,25			4,68	1,19	0,85	0,62	0,50	0,41	0,35	0,30	0,26	0,24	0,23
			3,90	1,21	0,80	0,68	0,57	0,51	0,46	0,43	0,41	0,40	0,40
1,50			9,90	1,63	0,92	0,65	0,51	0,42	0,35	0,30	0,26	0,24	0,23
			7,54	1,41	0,87	0,67	0,56	0,50	0,45	0,42	0,40	0,39	0,38
1,75				1,90	0,99	0,68	0,52	0,42	0,35	0,30	0,26	0,24	0,23
				1,53	0,88	0,66	0,55	0,48	0,44	0,41	0,39	0,38	0,37
2,00				2,23	1,06	0,71	0,53	0,43	0,35	0,30	0,26	0,24	0,23
				1,67	0,89	0,66	0,54	0,47	0,43	0,40	0,38	0,37	0,36
i -	4,700	2,813	1,518	1,221	0,852	0,567	0,379	0,244	0,148	0,080	0,031	0,008	0,000

TABLEAU N° 2

$\theta = 30^\circ$

α		60°	70°	80°	90°	100°	110°	120°	130°	140°	150°	160°	170°	180°
0,1	a = 1,28	0,90	0,75	0,65	0,59	0,53	0,47	0,42	0,38	0,34	0,31	0,29	0,28	0,28
	b = 2,38	1,46	1,09	0,88	0,75	0,65	0,59	0,54	0,50	0,47	0,45	0,44	0,43	0,43
0,2		2,39	1,34	0,84	0,70	0,61	0,54	0,48	0,42	0,37	0,34	0,31	0,29	0,28
		3,68	1,65	1,14	0,89	0,75	0,65	0,58	0,53	0,49	0,46	0,44	0,43	0,43
0,3		6,17	1,45	0,95	0,75	0,63	0,55	0,48	0,43	0,38	0,34	0,31	0,29	0,28
		8,13	1,91	1,20	0,91	0,75	0,65	0,58	0,52	0,49	0,46	0,44	0,43	0,42
0,4			1,87	1,06	0,79	0,65	0,56	0,49	0,43	0,38	0,34	0,31	0,29	0,28
			2,25	1,26	0,93	0,75	0,64	0,57	0,52	0,48	0,45	0,43	0,42	0,42
0,5			2,49	1,19	0,84	0,68	0,57	0,49	0,43	0,38	0,34	0,31	0,29	0,28
			2,75	1,33	0,94	0,75	0,64	0,57	0,51	0,47	0,45	0,43	0,42	0,41
0,6			3,45	1,33	0,89	0,70	0,58	0,50	0,44	0,38	0,34	0,31	0,29	0,28
			3,53	1,41	0,96	0,75	0,64	0,56	0,51	0,47	0,44	0,42	0,41	0,41
0,7			5,18	1,49	0,95	0,72	0,59	0,50	0,44	0,38	0,34	0,31	0,29	0,28
			4,94	1,50	0,98	0,76	0,63	0,56	0,50	0,46	0,44	0,42	0,41	0,40
0,8			9,21	1,67	1,00	0,74	0,60	0,51	0,44	0,39	0,34	0,31	0,29	0,28
			8,22	1,60	0,99	0,76	0,63	0,55	0,50	0,46	0,43	0,41	0,40	0,40
0,9				1,88	1,06	0,77	0,61	0,52	0,44	0,39	0,34	0,31	0,29	0,28
				1,72	1,01	0,76	0,63	0,55	0,49	0,45	0,43	0,41	0,40	0,39
1,00				2,12	1,11	0,79	0,63	0,52	0,45	0,39	0,34	0,31	0,29	0,28
				1,85	1,03	0,76	0,62	0,54	0,49	0,45	0,42	0,40	0,29	0,29
1,25				2,93	1,27	0,85	0,65	0,53	0,45	0,38	0,34	0,31	0,29	0,28
				2,31	1,08	0,76	0,62	0,53	0,47	0,41	0,41	0,39	0,38	0,37
1,50				4,26	1,44	0,91	0,68	0,54	0,46	0,39	0,34	0,31	0,29	0,28
				3,05	1,14	0,77	0,61	0,52	0,46	0,42	0,40	0,38	0,37	0,36
1,75				6,46	1,63	0,97	0,70	0,56	0,46	0,39	0,35	0,31	0,29	0,28
				4,50	1,29	0,77	0,60	0,51	0,45	0,41	0,41	0,39	0,37	0,36
2,00				14,16	1,85	1,03	0,73	0,57	0,47	0,40	0,35	0,31	0,29	0,28
				8,61	1,27	0,78	0,59	0,50	0,44	0,40	0,38	0,36	0,35	0,34
$\lambda =$		4,036	2,561	1,695	1,155	0,795	0,545	0,366	0,237	0,143	0,077	0,033	0,006	0,000

TABLEAU N° 3

0 - 25°

α		60°	70°	80°	90°	100°	110°	120°	130°	140°	150°	160°	170°	180°
0,1	a = 1,16	0,90	0,77	0,69	0,62	0,56	0,51	0,46	0,42	0,38	0,35	0,33	0,32	
	b = 1,83	1,24	0,96	0,79	0,68	0,61	0,55	0,50	0,47	0,44	0,43	0,42	0,41	
0,2		1,77	1,08	0,85	0,73	0,64	0,57	0,52	0,47	0,42	0,38	0,35	0,33	0,32
		2,41	1,36	1,00	0,80	0,68	0,60	0,54	0,50	0,46	0,44	0,42	0,41	0,41
0,3		2,95	1,30	0,93	0,77	0,66	0,58	0,52	0,47	0,42	0,38	0,35	0,33	0,32
		3,52	1,31	1,03	0,81	0,68	0,60	0,54	0,49	0,46	0,43	0,42	0,40	0,40
0,4		5,17	1,56	1,03	0,81	0,68	0,60	0,53	0,47	0,42	0,38	0,35	0,33	0,32
		6,57	1,69	1,08	0,82	0,68	0,59	0,53	0,49	0,45	0,43	0,41	0,40	0,40
0,5		1,93	1,13	0,85	0,70	0,61	0,53	0,47	0,42	0,38	0,35	0,33	0,32	
		1,93	1,12	0,83	0,68	0,59	0,53	0,48	0,45	0,42	0,40	0,39	0,39	
0,6		2,40	1,23	0,89	0,72	0,62	0,54	0,48	0,42	0,38	0,35	0,33	0,32	
		2,25	1,17	0,85	0,68	0,59	0,52	0,47	0,44	0,42	0,40	0,39	0,39	
0,7		3,05	1,35	0,94	0,74	0,63	0,54	0,48	0,43	0,38	0,35	0,33	0,32	
		2,68	1,23	0,86	0,68	0,58	0,52	0,47	0,44	0,41	0,39	0,38	0,38	
0,8		4,02	1,48	0,98	0,76	0,64	0,55	0,48	0,43	0,38	0,35	0,33	0,32	
		3,33	1,28	0,87	0,68	0,58	0,51	0,45	0,43	0,41	0,39	0,38	0,38	
0,9		5,60	1,62	1,03	0,78	0,64	0,55	0,48	0,43	0,39	0,35	0,33	0,32	
		4,39	1,35	0,88	0,68	0,58	0,51	0,46	0,43	0,40	0,38	0,37	0,37	
1,00		8,66	1,78	1,07	0,80	0,65	0,56	0,48	0,43	0,39	0,35	0,33	0,32	
		6,44	1,42	0,89	0,68	0,57	0,50	0,45	0,42	0,40	0,38	0,37	0,37	
1,25			2,26	1,20	0,85	0,68	0,57	0,49	0,43	0,39	0,35	0,33	0,32	
			1,64	0,92	0,68	0,56	0,49	0,44	0,41	0,38	0,37	0,36	0,36	
1,50			2,91	1,33	0,90	0,70	0,58	0,50	0,43	0,39	0,35	0,33	0,32	
			1,94	0,96	0,69	0,56	0,48	0,43	0,40	0,37	0,36	0,35	0,35	
1,75			3,86	1,48	0,95	0,72	0,59	0,50	0,44	0,39	0,35	0,33	0,32	
			2,37	0,99	0,69	0,55	0,47	0,42	0,39	0,36	0,35	0,34	0,34	
2,00			5,35	1,63	1,01	0,74	0,60	0,50	0,44	0,39	0,35	0,33	0,32	
			3,06	1,03	0,69	0,54	0,46	0,41	0,38	0,35	0,34	0,33	0,33	
Σ		3,692	2,378	1,602	1,103	0,765	0,527	0,356	0,231	0,140	0,076	0,033	0,008	0,000

TABLEAU N° 4

6 - 20°

α		60°	70°	80°	90°	100°	110°	120°	130°	140°	150°	160°	170°	180°
0,1	$a = 1,10$	0,90	0,79	0,72	0,65	0,60	0,55	0,50	0,46	0,42	0,39	0,37	0,36	0,36
	$b = 1,48$	1,07	0,85	0,72	0,63	0,56	0,51	0,47	0,44	0,42	0,40	0,39	0,39	0,39
0,2	1,51	1,05	0,86	0,75	0,67	0,61	0,55	0,50	0,46	0,42	0,39	0,37	0,36	0,36
	1,80	1,15	0,88	0,73	0,63	0,56	0,50	0,47	0,44	0,41	0,40	0,39	0,38	0,38
0,3	2,14	1,22	0,93	0,79	0,69	0,62	0,56	0,51	0,46	0,42	0,39	0,37	0,36	0,36
	2,29	1,25	0,91	0,73	0,63	0,55	0,50	0,46	0,43	0,41	0,39	0,38	0,38	0,38
0,4	3,24	1,42	1,01	0,82	0,71	0,63	0,56	0,51	0,46	0,42	0,39	0,37	0,36	0,36
	3,14	1,36	0,94	0,74	0,63	0,55	0,49	0,46	0,43	0,40	0,39	0,38	0,37	0,37
0,5	5,67	1,66	1,09	0,86	0,73	0,64	0,57	0,51	0,46	0,42	0,39	0,37	0,36	0,36
	5,03	1,49	0,97	0,75	0,62	0,55	0,49	0,45	0,42	0,40	0,38	0,37	0,37	0,37
0,6		1,95	1,18	0,90	0,75	0,65	0,57	0,51	0,46	0,42	0,39	0,37	0,36	0,36
		1,65	1,00	0,75	0,62	0,54	0,49	0,44	0,41	0,39	0,36	0,37	0,37	0,37
0,7		2,31	1,27	0,93	0,76	0,66	0,58	0,51	0,46	0,42	0,39	0,37	0,36	0,36
		1,86	1,03	0,76	0,62	0,54	0,48	0,44	0,41	0,39	0,37	0,36	0,36	0,36
0,8		2,78	1,37	0,97	0,78	0,66	0,58	0,52	0,47	0,42	0,39	0,37	0,36	0,36
		2,12	1,07	0,77	0,62	0,53	0,48	0,43	0,41	0,38	0,37	0,36	0,36	0,36
0,9		3,40	1,47	1,01	0,80	0,67	0,59	0,52	0,47	0,42	0,39	0,37	0,36	0,36
		2,46	1,11	0,78	0,62	0,53	0,47	0,43	0,40	0,38	0,36	0,35	0,35	0,35
1,00		4,25	1,59	1,05	0,82	0,68	0,59	0,52	0,47	0,43	0,39	0,37	0,36	0,36
		2,94	1,15	0,78	0,62	0,53	0,47	0,43	0,40	0,37	0,36	0,35	0,35	0,35
1,25		9,24	1,92	1,15	0,86	0,70	0,60	0,53	0,47	0,43	0,39	0,37	0,36	0,36
		5,72	1,28	0,80	0,62	0,52	0,46	0,41	0,38	0,36	0,35	0,34	0,34	0,34
1,50			2,33	1,26	0,91	0,72	0,61	0,53	0,47	0,43	0,39	0,37	0,36	0,36
			1,43	0,82	0,62	0,51	0,45	0,40	0,37	0,35	0,34	0,33	0,33	0,33
1,75			2,84	1,38	0,95	0,74	0,62	0,54	0,47	0,43	0,39	0,37	0,36	0,36
			1,62	0,84	0,61	0,50	0,44	0,39	0,36	0,34	0,33	0,32	0,32	0,32
2,00			3,53	1,50	0,99	0,76	0,63	0,54	0,48	0,43	0,39	0,37	0,36	0,36
			1,88	0,87	0,61	0,49	0,43	0,38	0,35	0,33	0,32	0,31	0,31	0,31
$\Sigma =$		3,411	2,245	1,532	1,064	0,742	0,513	0,347	0,226	0,137	0,074	0,032	0,008	0,000

TABLEAU N° 5

6 - 0°

α	60°	70°	80°	90°	100°	110°	120°	130°	140°	150°	160°	170°	180°
0,1	$a = 1,04$	0,94	0,87	0,81	0,76	0,71	0,66	0,62	0,58	0,55	0,53	0,51	0,50
	$b = 0,78$	0,65	0,56	0,50	0,45	0,42	0,39	0,36	0,35	0,33	0,32	0,32	0,31
0,2	1,20	1,02	0,91	0,83	0,77	0,72	0,67	0,62	0,59	0,55	0,53	0,51	0,50
	0,85	0,67	0,57	0,50	0,45	0,41	0,38	0,36	0,34	0,33	0,32	0,31	0,31
0,3	1,39	1,10	0,95	0,86	0,78	0,72	0,67	0,63	0,59	0,55	0,53	0,51	0,50
	0,92	0,70	0,56	0,50	0,45	0,41	0,38	0,36	0,34	0,32	0,31	0,31	0,31
0,4	1,62	1,19	1,00	0,88	0,80	0,73	0,68	0,63	0,59	0,55	0,53	0,51	0,50
	1,01	0,72	0,56	0,50	0,45	0,41	0,38	0,35	0,33	0,32	0,31	0,30	0,30
0,5	1,90	1,29	1,01	0,90	0,81	0,74	0,68	0,63	0,59	0,55	0,53	0,51	0,50
	1,12	0,75	0,59	0,50	0,44	0,40	0,37	0,35	0,33	0,32	0,31	0,30	0,30
0,6	2,24	1,40	1,09	0,93	0,82	0,75	0,68	0,63	0,59	0,55	0,53	0,51	0,50
	1,26	0,78	0,60	0,50	0,44	0,40	0,37	0,34	0,33	0,31	0,30	0,30	0,29
0,7	2,68	1,51	1,14	0,95	0,84	0,75	0,69	0,63	0,59	0,55	0,53	0,51	0,50
	1,43	0,81	0,61	0,50	0,44	0,40	0,36	0,34	0,32	0,31	0,30	0,29	0,29
0,8	3,26	1,63	1,19	0,98	0,85	0,76	0,69	0,64	0,59	0,55	0,53	0,51	0,50
	1,65	0,85	0,62	0,50	0,44	0,39	0,36	0,34	0,32	0,30	0,29	0,29	0,29
0,9	4,06	1,77	1,24	1,00	0,86	0,77	0,69	0,64	0,59	0,55	0,53	0,51	0,50
	1,96	0,88	0,62	0,50	0,43	0,39	0,36	0,33	0,31	0,30	0,29	0,28	0,28
1,00	5,22	1,92	1,29	1,02	0,87	0,77	0,70	0,64	0,59	0,55	0,53	0,51	0,50
	2,42	0,93	0,63	0,51	0,43	0,39	0,35	0,33	0,31	0,29	0,29	0,28	0,28
1,25		2,35	1,43	1,06	0,90	0,79	0,71	0,64	0,59	0,56	0,53	0,51	0,50
		1,05	0,66	0,51	0,43	0,38	0,34	0,32	0,30	0,29	0,28	0,27	0,27
1,50		2,93	1,57	1,14	0,93	0,80	0,71	0,65	0,60	0,56	0,53	0,51	0,50
		1,21	0,66	0,51	0,42	0,37	0,34	0,31	0,29	0,28	0,27	0,26	0,26
1,75		3,71	1,73	1,21	0,96	0,82	0,72	0,65	0,60	0,56	0,53	0,51	0,50
		1,43	0,70	0,51	0,42	0,36	0,33	0,30	0,28	0,27	0,26	0,26	0,26
2,00		4,83	1,90	1,27	0,99	0,83	0,73	0,65	0,60	0,56	0,53	0,51	0,50
		1,74	0,73	0,51	0,41	0,36	0,32	0,29	0,28	0,26	0,26	0,25	0,25
Σ	3,000	2,040	1,420	1,000	0,704	0,490	0,333	0,217	0,132	0,072	0,031	0,008	0,000

ANNEXE I

ACTION DE LA TEMPERATURE

I.1. GRADIENT THERMIQUE

L'action de la température sur la coque en béton armé de la cheminée dépend essentiellement du gradient thermique. De nombreuses mesures ont démontré que la chute de température à l'intérieur de la cheminée entre le point d'entrée et le point de sortie des gaz est négligeable dans la plupart des cas [7]; on considère donc généralement que la température des gaz T_g demeure constante sur toute la hauteur de la cheminée, sauf indication contraire. Le gradient de température dans la paroi du béton armé dépend de T_g , ainsi que des caractéristiques géométriques et thermiques de la coque, du revêtement et de l'espace d'air prévu entre les deux. Pour simplifier les calculs, on considère généralement que le gradient thermique est linéaire; les dernières recherches dans ce domaine semblent prouver que la situation réelle est beaucoup plus complexe. En fait le gradient est non-linéaire, et, de plus, il dépend de l'état de fissuration des matériaux.

Les Règles en vigueur [6] indiquent les formules à utiliser pour le calcul du gradient thermique. Une autre méthode [8], extrêmement simple, pourrait servir pour les avant-projets.

Solt :

T_g = la température des gaz;

T_a = la température de l'air ambiant;

t_i = la température de la paroi interne de la coque en béton armé;

t_e = la température de la paroi externe de la coque en béton armé;

h_a = l'épaisseur de la coque;

h_r = l'épaisseur du revêtement.

On trouve expérimentalement (les expériences ont été effectuées sur deux cheminées en 1957) :

$$t = t_i - t_e = 0,8 (T_g - T_a) \frac{h_a}{h_a + 5 h_r}$$

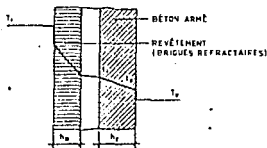


FIG. I.1.

Cette méthode suppose l'existence d'un espace d'air ventilé entre le revêtement et la coque en béton armé.

Le revêtement pris en considération est constitué de briques réfractaires ordinaires (fig. I.1).

I.2. INFLUENCE DE L'ACCROISSEMENT DE LA TEMPERATURE SUR LES PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DU BÉTON ARMÉ

I.2.1. Module d'élasticité

Le module d'élasticité du béton diminue sensiblement avec l'augmentation de la température du milieu environnant. Cette diminution varie en fonction de l'âge du béton et surtout en fonction du rapport eau/ciment (la variation du module d'élasticité est d'autant plus importante que la valeur du rapport eau/ciment est plus élevée; d'où l'intérêt d'utiliser des bétons relativement secs). Les résultats des essais effectués en France [1], aux U.S.A. [5] et en URSS [4] sont assez voisins. En attendant des résultats plus précis, il conviendrait d'affecter les modules d'élasticité instantané et différés d'un coefficient de minoration λ dépendant de la température t_i de la face chauffée de la cheminée.

L'ordre de grandeur de ce coefficient pourrait être le suivant :

t_i	20° C	100° C	200° C	300° C
λ	1	0,65	0,65	0,45

I.2.2. Coefficient de dilatation thermique.

La valeur du coefficient de dilatation thermique du béton est comprise entre 0,8 et $1,2 \times 10^{-5}$, en fonction du dosage et de la nature des granulats utilisés. Le coefficient de dilatation thermique de l'acier est d'environ $1,1 \times 10^{-5}$. Ces coefficients ayant des valeurs voisines, la bonne adhérence des armatures est assurée à une température du milieu environnant ne dépassant pas 100° C. Au-dessus, la dilatation du béton est contrainte par le retrait lié à l'évaporation de l'eau. Des décollements peuvent alors se produire. Il y a donc lieu de prendre des mesures assurant la bonne adhérence des barres (prévoir de préférence des aciers de petit diamètre avec des longueurs de recouvrement largement dimensionnées).

Le coefficient de dilatation thermique de l'ensemble béton-acier varie en fonction de la température. Pourtant, étant donné le nombre limité des essais effectués, on admet dans les calculs la valeur constante de $\mu = 10^{-5}$.

1.23. Résistances mécaniques.

L'élévation de la température du milieu environnant affecte la résistance mécanique du béton armé. La variation de la résistance du béton à la traction est la plus importante (réduction d'environ 25 % à la température de 200° C). Le règlement en vigueur [6] tient compte des changements intervenus dans les résistances mécaniques en imposant des coefficients de réduction des contraintes admissibles.

1.24. Processus de corrosion.

Le fût de la cheminée peut être soumis à l'action du milieu agressif constitué de gaz qui s'échappent par les fissures du revêtement. Des mesures de protection spéciales contre la corrosion sont à prendre, dont les détails sortent des limites du présent article.

Le processus de corrosion est accéléré par l'accroissement de la température (4).

Les risques de corrosion du fût en béton armé seront diminués par les mesures suivantes :

a) Éviter autant que possible le risque de fissuration en limitant les contraintes dans les aciers. Certains auteurs estiment que la largeur limite admissible des fissures est de 0,2 mm, ce qui correspondrait à un coefficient $k = 100\ 000$ (voir Règles BA 60 paragraphe 2,1123).

Toutefois, dans le cas des cheminées très importantes ou soumises à l'action d'un milieu particulièrement agressif, les Cahiers de Charges imposent $k = 50\ 000$.

b) Étudier à fond la technologie du béton. La corrosion dépend de plusieurs facteurs dont le plus important est la porosité du béton.

c) Prévoir un enrobage suffisant des armatures (au moins 3,5 cm).

1.3. BIBLIOGRAPHIE DE L'ANNEXE I.

- [1] BUYAT, FOUCAULT : « Comportement du béton en température ». *Annales de l'I.T.B.T.P.*, octobre 1965.
- [2] DUBOIS, etc. : « Étude d'un modèle réduit d'un caisson soumis à un gradient thermique ». *Annales de l'I.T.B.T.P.*, octobre 1965.
- [3] MOUJACHEV : « Nouvelle méthode de calcul des cheminées en béton armé ».
- [4] H. ORY : « Calcul des cheminées en béton armé ». *Construction*, avril 1963.
- [5] R. PHILIPPO : « Properties of concrete at high temperature ». *Journal A.C.I.*, avril 1958.
- [6] « Règles applicables à la construction des cheminées en béton armé ». *Annales de l'I.T.B.T.P.*, décembre 1960.
- [7] « Reinforced concrete chimneys ». *A.C.I., Standard Code 505-54*.
- [8] TAYLOR, TURNER : « Reinforced concrete chimneys ». *Concrete Publications Ltd, Londres*.
- [9] M. ZAH : « Concrete chimneys ». *Power Engineering*, février 1962.

ANNEXE II

ACTION DU VENT

Tous les problèmes posés par l'action du vent sur les cheminées sont loin d'être résolus, et de nombreuses recherches expérimentales et théoriques sont en cours à ce sujet. Dans cette annexe nous essayerons de faire le point de l'état actuel de nos connaissances, et, à défaut d'une doctrine universellement admise, de dégager certains principes de calcul pratique.

Ce calcul aboutira à la détermination des sollicitations (moments flexionnants M et efforts tranchants T) auxquelles la cheminée doit résister pour que sa stabilité soit assurée sous l'action du vent.

(4) Il est à noter que la diminution de la température est aussi très dangereuse [2]. En effet, en cas d'une température d'environ 20°-25° C, les gaz sulfurés et sulfureux se condensent, puis s'écoulent sur la paroi et mouillent le ciment. En présence avec l'humidité et le rouillement en série, surtout que les tendent encore plus rouille.

II.1. SENS VERTICAL (ACTION D'ENSEMBLE)

II.1.1. Comportement de la cheminée sous l'action du vent (fig. II.1).

Direction parallèle à l'action du vent. Dans la direction parallèle à l'action du vent, le comportement de la cheminée est celui d'une console verticale encastree dans le sol, soumise à une pression répartie sur sa hauteur. À de faibles vitesses du vent, le régime est généralement stable (laminaire). Des rafales sont à craindre à partir d'une vitesse assez élevée, produisant des variations dans la cheminée. Ces sollicitations deviennent dangereuses si les rafales sont périodiques et si la période des rafales est voisine de la période propre de vibration de la cheminée (risque de résonance).

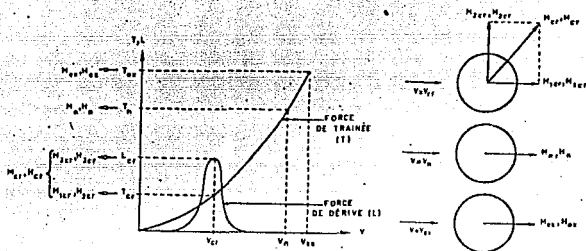


FIG. 11.1. — Représentation schématique de l'action du vent.

Direction perpendiculaire à l'action du vent. De nombreuses observations ont mis en évidence le phénomène de vibration des cheminées dans la direction perpendiculaire à l'action du vent. Ces vibrations apparaissent pour une vitesse du vent relativement faible, et uniquement en régime stable. La vitesse du vent correspondant aux vibrations maximales est appelée *vitesse critique*.

La Mécanique théorique des Fluides et en particulier la théorie de KÁRMÁN étudient, du moins partiellement, ce phénomène spécifique aux structures élancées ayant une forme approchée du cylindre et placées dans le courant d'un fluide (cheminées, périscoopes des sous-marins, etc.). Le phénomène peut se décomposer en quatre phases qui s'enchaînent au fur et à mesure que la vitesse du vent s'accroît :

- a) Écoulement régulier du fluide : pas de vibrations latérales.
- b) Deux tourbillons symétriques se forment à l'arrière de la cheminée (tourbillons de Kármán) : pas de vibrations latérales.
- c) Les deux tourbillons se détachent alternativement, en gardant entre eux un intervalle constant (environ 4 à 4,5 fois le diamètre de la cheminée) : vibrations latérales d'amplitude croissante (fig. 11.2).
- d) Turbulence irrégulière derrière la cheminée : les vibrations s'atténuent.

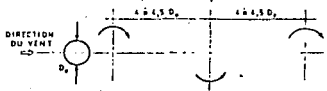


FIG. 11.2. — Les tourbillons alternés de Kármán.

11.12. Expression de la force du vent.

Direction parallèle à l'action du vent. La force du vent (force de traînée) par unité de longueur sera, en utilisant les notations des Règles NV 65 :

$$(11.1) \quad T = c_t \beta q D_0$$

où : c_t = le coefficient de traînée, dépendant de l'élanement de la cheminée, et de la rugosité de sa surface.

β = le coefficient de majoration dynamique, dépendant de la période propre de vibration de la cheminée, et de sa hauteur.

q = la pression dynamique du vent, dépendant de la vitesse du vent ; $q = \frac{\rho V^2}{2}$ (q en kg/hn^2 et ρ en m/s).

D_0 = le diamètre extérieur de la cheminée au niveau pris en considération.

Direction perpendiculaire à l'action du vent. Pour conserver la même forme que dans le cas précédent, on pourra exprimer la force du vent par unité de longueur par la relation :

$$(11.2) \quad L = c_l \beta' q D_0$$

où c_l (coefficient de derive ou latéral) et β' (coefficient dynamique) sont de même nature que c_t et β .

11.13. Action du vent aux vitesses critique, normale et extrême.

Pour évaluer les sollicitations dans la cheminée (moments fléchissants et efforts tranchants) nous étudierons successivement l'action du vent correspondant aux vitesses critique, normale et extrême.

- a) La vitesse critique a été définie au paragraphe 11.11.
- b) La vitesse normale du vent est par définition la vitesse de pointe instantanée (pointe de rafale) qui n'est atteinte ou dépassée que trois jours sur 1 000.

La vitesse normale sera établie d'après des relevés météorologiques [5], surtout dans le cas des cheminées importantes. Sa valeur ne dépassera pas 52,6 m/s.

A défaut de relevés météorologiques, les Règles NV 65 permettent de déterminer directement la pression dynamique du vent par la relation $q = q_0 k_1 \delta$, où q_0 = la pression dynamique réglementaire au niveau pris en considération, k_1 = le coefficient de site et δ = le coefficient de réduction. La valeur de q ne dépassera pas 173 kg/m².

c) La vitesse extrême du vent est par définition la plus grande vitesse instantanée à laquelle la construction peut être soumise durant sa vie normale.

La vitesse extrême du vent sera évaluée d'après les Règles NV 65 et ne dépassera pas la valeur limite de 69,5 m/s (correspondant à $q = 303$ kg/m²). Le rapport prévu par les Règles NV 65 entre la pression dynamique du vent à la vitesse extrême et la pression dynamique à la vitesse normale est de 1,75.

11.131. Action du vent à la vitesse critique.

11.131.1. Évaluation de la vitesse critique.

La vitesse critique du vent dépend du nombre de Strouhal S (nombre sans dimensions) :

$$(11.3) \quad S = \frac{N_c D_e}{v}$$

où : v = la vitesse du vent

D_e = le diamètre extérieur de la cheminée

N_c = la fréquence excitatrice (du vent)

Le nombre de Strouhal varie avec le nombre de Reynolds R . Cette variation étant assez limitée, on retient généralement pour le calcul des cheminées une valeur constante de $S = 0,20$. Il est pourtant bon de se rappeler que certains chercheurs ont obtenu pour $R = 10^4$ une valeur du nombre de Strouhal voisine de $S = 0,40$.

On considère que la cheminée entre en résonance sous l'effet des tourbillons de Kármán au moment où la fréquence excitatrice du vent N_c coïncide avec la fréquence propre de vibration de la cheminée N_p (1). En remplaçant dans la relation (11.3) N_c par N_p , on obtiendra la vitesse du vent correspondant à la résonance, donc aux vibrations maximales de la cheminée dans la direction perpendiculaire à l'action du vent. Cette vitesse est, par définition, (voir § 11.1) la vitesse critique du vent.

$$(11.4) \quad v_{cr} = \frac{N_p D_e}{S} \approx \frac{N_p D_e}{0,20}$$

La pression dynamique correspondante est :

$$q_{cr} = \frac{v_{cr}^2}{16}$$

Au § 11.15 nous indiquons plusieurs méthodes pour évaluer N_p .

11.131.2. Sollicitations dans la direction parallèle à l'action du vent.

La relation (11.1) s'écrit :

$$T_{wp} = c_1 \beta' q_{cr} D_e$$

Le calcul des moments fléchissants M_{wp} et des efforts tranchants H_{wp} s'effectue selon les méthodes usuelles de la Résistance des Matériaux.

11.131.3. Sollicitations dans la direction perpendiculaire à l'action du vent (fig. 11.3).

La relation (11.2) s'écrit :

$$L_{wp} = c_1 \beta' q_{cr} D_e$$

Coefficient c_1 . La détermination expérimentale du coefficient de dérive c_1 a fait l'objet de nombreuses études. Parmi les chiffres avancés nous citons :

a) $c_1 = 0,10$ proposé par Davenport [2], correspondant exclusivement à $R > 3 \times 10^4$;

b) $c_1 = 0,20$ proposé par Osker et Smith [8];

c) $c_1 = 0,25$ proposé par les Règlements soviétiques [10,11].

En France la tendance actuelle est de prendre $c_1 = 0,20$ ou $0,25$.

Coefficient β' . Le coefficient dynamique β' a la valeur déterminée par la Théorie des Vibrations [3,15] pour les oscillations en état de résonance. On démontre que $\beta' = \frac{\pi}{\delta}$ où δ est le décrement logarithmique de l'amortissement visqueux.

(1) Cette hypothèse est reprise à discussion ouverte à 3' par Osker et Smith [8]. Néanmoins, les conséquences pratiques correspondantes à la relation (11.4) ne sont pas mises en cause.

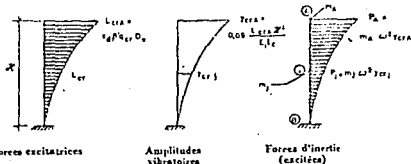


Fig. 11.3.

Forces excitatrices

Amplitudes vibratoires

Forces d'inertie (excitées)

La valeur de β varie en fonction de nombreux paramètres dont les plus importants sont : l'amortissement intrinsèque propre aux divers matériaux de construction, l'amortissement aérodynamique dû au frottement de l'air, l'énergie dissipée dans les fondations, etc. La valeur exacte de β ne peut être connue qu'a posteriori sur la base de mesures. Les études expérimentales effectuées en vue d'établir une valeur conventionnelle de calcul pour β donnent des résultats assez dispersés; pourtant il semble que l'ordre de grandeur de β soit de 0,30 pour les cheminées en béton armé à revêtement lourd (briques), et légèrement inférieur à 0,30 pour les cheminées en béton armé sans revêtement ou avec revêtement léger (tube d'acier).

L'expression $\beta' = \frac{\pi}{8}$ du coefficient dynamique à la résonance, correspondant à une excitation périodique sinusoidale pure, devrait être frappée d'un facteur de minoration à cause du caractère complexe des vibrations latérales qui diminue le risque de résonance. Parmi les valeurs envisagées par divers auteurs on peut citer :

$$\beta' = \frac{\pi}{\sqrt{3}} \text{ proposée par Davenport [2];}$$

$$\beta' = \frac{1}{2} \text{ proposée par Woodruff [8];}$$

$$\beta' = 0,8 \frac{\pi}{8} \text{ proposée par le Règlement soviétique [11];}$$

cette dernière valeur offre le plus de sécurité.

A partir des valeurs des coefficients déterminés précédemment on peut évaluer la force critique de dérive L_{cr} . Cette force, qui joue par rapport à l'oscillateur constitué par la cheminée le rôle de force excitatrice, est proportionnelle en chaque point à l'amplitude du mode fondamental de vibration de la cheminée. Sa valeur maximale au sommet de la cheminée est :

$$(11.5) \quad L_{cr} = c_1 \beta' g_m D_s$$

La sîcle au sommet de la cheminée pourra être calculée, d'après le Règlement soviétique [10], par la relation suivante :

$$(11.6) \quad y_{cr} = 0,05 \frac{L_{cr} X^3}{E I_s}$$

où : X = la hauteur de la cheminée;

I_s = le moment d'inertie d'une barre cylindrique mesurée à la base, présentant, sous l'action d'une charge horizontale unitaire et uniformément répartie, la même flèche à son extrémité que la cheminée réelle de section variable :

E = le module instantané d'élasticité du béton. ($E = E_s$)

La valeur mentionnée ci-dessus de y_{cr} , correspond approximativement à une variation parabolique des forces excitatrices de dérive.

Les forces d'inertie (excitères) par unité de longueur produites par les vibrations dans la direction perpendiculaire à l'action du vent seront, en chaque point :

$$(11.7) \quad P_j = m_{cr} y_{cr} \omega^2$$

où : $m_{cr} = \frac{V}{g}$ = la masse du tronçon unitaire ω ω , comprenant la coque en béton armé ainsi que le revêtement (V = le poids du tronçon ω ω et g = l'accélération de la pesanteur).

y_{cr} = l'amplitude oscillatoire au droit du centre de gravité du tronçon ω ω .

$\omega = 2\pi N_{cr} =$ la pulsation du mode fondamental.

A partir des forces d'inertie P_j , on pourra calculer les moments M_{jcr} et les efforts tranchants H_{jcr} pour chaque niveau de la cheminée.

Calcul simplifié. Les cheminées tronconiques ayant un faible fruit (masses assez uniformément réparties) pourront être calculées approximativement sur la base des hypothèses suivantes :

a) A la cheminée réelle on substituera une cheminée cylindrique. La section du cylindre équivalent sera égale à la section du trou de cône, évaluée environ au tiers de sa hauteur à partir de la base.

b) On admettra une variation parabolique de l'amplitude vibratoire y_{cr} , d'où il résultera une répartition également parabolique des forces d'inertie P_j . La valeur de m_{cr} , calculée d'après le cylindre équivalent étant constante, on pose $m_{cr} \sim m$.

La force d'inertie au sommet de la cheminée est $P_s = m_s y_{cr}$. En substituant à la pulsation ω sa valeur indiquée au § 11.15 (relation 11.8), et à la flèche y_{cr} l'expression (11.6), on obtient pour P_s une valeur assez rapprochée de L_{cr} .

Dans le calcul pratique on pourra poser $P_s = L_{cr}$.

Le calcul des moments fléchissants et des efforts tranchants pourra donc être effectué sans avoir à passer par l'évaluation de la flèche y_{cr} .

Les étapes de calcul seront les suivantes :

1. On calcule la force d'inertie au sommet de la cheminée $P_s = L_{cr} = c_1 \beta' g_m D_s$.

2. La cheminée sera soumise à l'action des forces d'inertie réparties paraboliquement.

La force d'inertie P_x en chaque point ω ω de la cheminée sera $P_x = P_s \left(\frac{x}{X}\right)^2$, où x est la cote du point ω ω comptée à partir de la base.

3. Les moments fléchissants M_{jcr} et les efforts tranchants H_{jcr} à chaque niveau de la cheminée seront évalués d'après les méthodes usuelles de la Résistance des Matériaux. Par exemple, à la base on obtiendra :

$$M_{1cr} = \frac{1}{4} P_s X^2, \quad v$$

$$H_{1cr} = \frac{1}{3} P_s X, \quad v$$

11.13.1.4. Sollicitations résultantes à la vitesse critique.

Nous composerons les vecteurs représentant les moments fléchissants M_{1cr} et les efforts tranchants H_{1cr} , engendrés dans la direction parallèle à l'action du vent, respectivement avec les moments fléchissants M_{1cr} et avec les efforts tranchants H_{1cr} , engendrés dans la direction perpendiculaire à l'action du vent.

$$M_{1cr} = \sqrt{M_{1cr}^2 + M_{1cr}^2}$$

$$H_{1cr} = \sqrt{H_{1cr}^2 + H_{1cr}^2}$$

II.132. Action du vent à la vitesse normale.

La relation (II.1) s'écrit :

$$T_{10} = c, \beta q_n D_p$$

La relation (II.2) s'écrit :

$$L_{10} = 0.$$

Le calcul des sollicitations M_{10} et H_{10} s'effectue selon les méthodes usuelles de la Résistance des Matériaux.

II.133. Action du vent à la vitesse extrême.

La relation (II.1) s'écrit :

$$T_{10} = c, \beta q_{10} D_p$$

La relation (II.2) s'écrit :

$$L_{10} = 0.$$

Le calcul des sollicitations M_{10} et H_{10} s'effectue selon les méthodes usuelles de la Résistance des Matériaux.

II.14. Sollicitations retenues pour le calcul statique.

On retiendra dans le calcul des sections en béton armé les sollicitations suivantes :

a) Pour le calcul de la cheminée en service :

Moments fléchissants : la plus grande des deux valeurs M_{10} et M_{10} .Efforts tranchants : la plus grande des deux valeurs H_{10} et H_{10} .b) Pour le calcul de la cheminée à l'état limite : les valeurs M_{10} et H_{10} .

II.15. Évaluation de la fréquence propre de vibration de la cheminée.

La fréquence propre de vibration N_p d'une cheminée de forme quelconque et fondée de manière quelconque

(sur pieux par exemple) pourra être calculée avec les méthodes classiques de la théorie des vibrations (méthode énergétique, méthode des approximations successives, etc.). Nous nous bornerons à indiquer les méthodes à utiliser dans les cas usuels des cheminées cylindriques ou ayant une forme de tronç de cône et parfaitement encastrées à la base.

Cheminées cylindriques :

$$(II.8) \quad N_p = \frac{\omega}{2\pi} = \frac{0,56}{x} \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad T_{p_{cyl}} = \frac{1}{N_p}$$

où : m = la masse par unité de longueur, calculée en tenant compte du poids de la coque en béton armé ainsi que du revêtement. I = le moment d'inertie de la section transversale de la coque en béton armé. E = le module d'élasticité instantané du béton ($E = E_1$). x = la hauteur de la cheminée.

Cheminées tronconiques (fig. II.4).

On pourra utiliser la relation suivante :

$$N_p = \frac{\omega}{2\pi} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{EI_p}{U_p r^2 x^2}}$$

où : I_p = le moment d'inertie de la coque à la base. U_p = la section transversale de coque à la base. r = la masse volumique moyenne de la cheminée compte tenu de la présence du revêtement ($r =$ la masse d'un tronçon de cheminée revêtement compris, rapportée au volume du tronçon de coque en béton armé). ω = un coefficient sans dimensions fonction des caractéristiques géométriques de la cheminée.

$$a = \frac{D_{10}}{D_p}; \quad b = \frac{H_{10}}{H_p} \quad (\text{voir fig. II.4}).$$

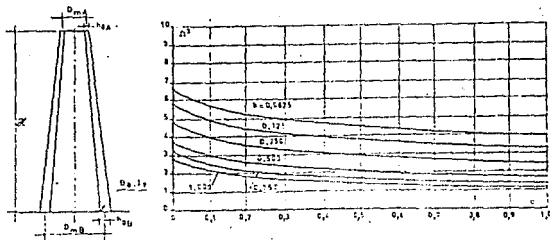


Fig. II.4.

Avec l'autorisation des auteurs, M. Hisson et Williams [14] nous reproduisons le diagramme n° 2 permettant de déterminer les valeurs des coefficients Ω^2 .

II.2. SENS TRANSVERSAL (ACTION LOCALE SUR LA PAROI)

II.21. Pression sur la paroi.

Pour le calcul des sections transversales (annulaires) de la cheminée, on utilise la pression dynamique du vent $q = \frac{\rho}{2} v^2$ correspondant à la vitesse normale v_n ou extrême v_{ex} . Les coefficients de traînée c_x ou de dérive c_d n'interviennent pas dans le calcul. La vibration des sections annulaires des cheminées en béton armé n'est pas à craindre; aucun coefficient de majoration dynamique ne sera pris en compte dans le cas des cheminées de dimensions courantes.

On obtient en définitive une pression unitaire sur la paroi $p = c_x q$, c_x étant le coefficient de pression indiqué par les Règles NV 65 en fonction de l'élanissement de la cheminée. Les deux courbes représentant la variation de c_x , données dans les Règles NV 65 correspondent aux coefficients $\gamma = 1$ et $\gamma = 1,3$. L'interpolation est linéaire.

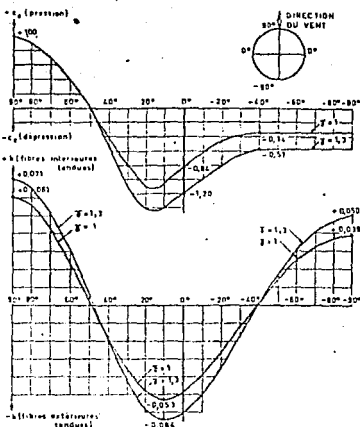
En ce qui concerne l'action intérieure du vent, les Règles NV 65 prévoient une dépression uniformément répartie sur la paroi $p = 0,3 q$. La traction engendrée par cette dépression est négligeable dans la plupart des cas usuels.

II.22. Moments fléchissants d'ovalisation.

Dans chaque tronçon de la cheminée, l'action du vent sur la paroi est équilibrée par les cisaillements τ engendrés dans l'épaisseur de la coque. La valeur des contraintes de cisaillement dans chaque point est

$$\tau = \frac{2}{B} H_p \cos \eta$$

H_p étant l'effort tranchant dans la section annulaire (égal à la somme des projections des pressions radiales p sur l'axe représentant la direction du vent) et B étant l'aire transversale de la coque (fig. II.5).



Pression unitaire : $p = c_x q$.

Moment fléchissant d'ovalisation : $M_p = k q D_s^2$.

Diagramme (2) permettant de déterminer M_p .

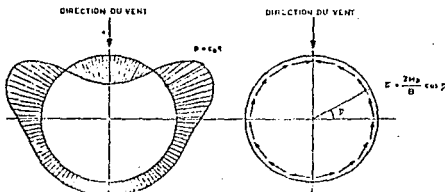


Fig. II.5.

Diagramme des actions extérieures sur la paroi

Diagramme des réactions intérieures de cisaillement

Les efforts p et τ produisent des moments fléchissants d'ovalisation M_p , qui ont été calculés pour les deux cas envisagés dans les liges NV 65 ($\gamma = 1$ et $\gamma = 1,3$), et qui sont représentés dans le diagramme n° 2. On obtient les valeurs suivantes à prendre en compte dans l'étude d'une cheminée :

$$a) \gamma = 1.$$

Fibres extérieures tendues : $M_p = 0,053 q D_0^2$

Fibres intérieures tendues : $M_p = 0,061 q D_0^2$

$$b) \gamma = 1,3.$$

Fibres extérieures tendues : $M_p = 0,064 q D_0^2$

Fibres intérieures tendues : $M_p = 0,071 q D_0^2$

Les efforts normaux et les efforts tranchants sont, dans la plupart des cas, négligeables dans le calcul pratique.

II. 3. BIBLIOGRAPHIE DE L'ANNEXE II.

- [1] BLJUMINA, ZAHAROV : « Constructions élancées cylindriques soumises à l'action du vent », Moscou 1957.
- [2] DAVENPORT : « Wind induced vibrations of cylindrical columns », *Transactions of the E.I.C.* (Canada), décembre 1959.
- [3] DEN HARTOG : « Vibrations mécaniques », Dunod, Paris.
- [4] DICKEY, WOODRUFF : « Vibration of steel stacks », *Proceedings A.S.C.E., Structural Division*, novembre 1954.
- [5] ESQUILLAN : « Pelées du Pont de Tancarville », *Annales de l'I.T.B.T.P.*, Janvier 1961.
- [6] ESQUILLAN, SCAUTON, GUÉRIN : « Conférence Internationale traitant des effets du vent », *Annales de l'I.T.B.T.P.*, décembre 1963.
- [7] HOUSNET, KEIGHTLEY : « Vibration of cantilever beams », *Proceedings A.S.C.E., Mechanical Division*, avril 1962.
- [8] OSKER, SMITH : « Tall stacks under the influence of the wind », *Transactions A.S.M.E.*, août 1956.
- [9] RAUSCH : « Maschinenfundamente », VDI, Berlin.
- [10] Règlement soviétique, « CN-40 », 1958.
- [11] Règlement soviétique « S.N.I.P.-A11 », 1962.
- [12] Règles NV 1946, Paris.
- [13] Règles NV 1965, Paris.
- [14] RISSONE, WILLIAMS : « Vibrations of linearly tapered beams », *Proceedings ASCE, Mechanical Division*, avril 1962.
- [15] TIMOSHENKO : « Théorie des Vibrations », Béranger, Paris.

EXEMPLE DE CALCUL (1)

Données. Soit une cheminée de 200 m de hauteur, exécutée avec du béton contrôlé présentant une résistance à l'écrasement sur cylindre $\sigma_{ca} = 300 \text{ kg/cm}^2$, et de l'acier à haute limite élastique $\sigma_{sa} = 4 200 \text{ kg/cm}^2$.

Les caractéristiques de la base sont les suivantes :

Diamètre extérieur $D_0 = 18 \text{ m}$.

Épaisseur de la coque $h_0 = 35 \text{ cm}$.

Le ferrailage vertical de pourcentage total $\frac{D_0}{100} = \frac{0,6}{100}$ est disposé dissymétriquement : la nappe extérieure $\frac{D_0}{100} = \frac{0,4}{100}$ et la nappe intérieure $\frac{D_0}{100} = \frac{0,2}{100}$.

Le ferrailage transversal (annulaire) de pourcentage total $\frac{D_0}{100} = \frac{0,6}{100}$ est disposé symétriquement : la nappe extérieure $\frac{D_0}{100} = \frac{0,3}{100}$ et la nappe intérieure $\frac{D_0}{100} = \frac{0,3}{100}$.

L'enrobage des aciers verticaux et annulaires est d'environ 7 cm ; $\frac{h_0}{r_0} = 0,8$ (fig. E.1).

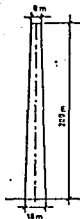


FIG. E.1.

Action de la température. $t = t_1 - t_2 = 55^\circ \text{C}$.

Action du vent à la base.

Sens vertical (action d'ensemble) :

$$M = 50 000 \text{ tm};$$

$$H = 460 \text{ t}.$$

(1) La numérotation des paragraphes correspond à celle qui a été adoptée aux chapitres 1, 2 et 3.

Sens transversal (action sur la paroi) :

Fibres extérieures tendues : $M_p = 2\ 600\ \text{kgm/m}$

Fibres intérieures tendues : $M_p = 3\ 250\ \text{kgm/m}$

Problème. Évaluer les contraintes dans le béton et dans l'acier à la base de la cheminée (section non percée) et les comparer aux contraintes admissibles. Il sera question uniquement de sollicitations et de contraintes admissibles en traction.

1. ÉTUDE DES EFFETS DE LA TEMPÉRATURE

La température de la face intérieure de la paroi t_i se situe au-dessous de 100°C . On admet un coefficient de minoration du module d'élasticité de 0,95 (Voir Annexe I). Par suite : $E_s = 0,95 \times 121\ 000 = 115\ 000\ \text{kg/cm}^2$.

$$K_t = \frac{E_{stf}}{h_e} = \frac{115\ 000 \times 10^{-4} \times 55}{35} = 1,8\ \text{kg/cm}^2$$

L'étude des contraintes produites par la température seule ne présente pas d'intérêt pratique.

2. ÉTUDE DES EFFETS DU VENT ET DU POIDS PROPRE

2.1. SENS VERTICAL

2.1.1. Détermination des contraintes.

A la base : $R_u = 8,825\ \text{m}$

$V = 5\ 800\ \text{t}$ (revêtement compris).

$$\alpha = \frac{M}{\sqrt{R_u}} = \frac{50\ 000}{5\ 800 \times 8,825} = 0,98$$

Section non percée : $\theta = 0$. On utilise le tableau n° 5.

Avec $\alpha_s = 0,6$ on trouve $\varphi = 87^\circ$; $b = 0,53$; $z = 1,13$.

$$\sigma_m = \frac{V}{R_u h_e} b = \frac{5\ 800}{8,825 \times 0,35} \times 0,53 = 1\ 600\ \text{t/m}^2 = 100\ \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = n \sigma_m = 15 \times 1,13 \times 100 = 1\ 690\ \text{kg/cm}^2$$

2.1.2. Contraintes admissibles.

a) Béton. Nous supposons que $\alpha \beta \gamma = 1$.

$$\delta = 0,3 \left(1 + \frac{2}{3} \alpha \right) = 0,3 \left(1 + \frac{2}{3} \times 0,98 \right) = 0,5$$

Avec $\varphi = 87^\circ$ on trouve dans le diagramme n° 1 :

$$\varepsilon = 0,77$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{9}{8} \delta \sigma_s = \frac{9}{8} \times 0,5 \times 0,77 \times 300 = 130\ \text{kg/cm}^2 > 100\ \text{kg/cm}^2$$

b) Acier. Avec $k = 50\ 000$ et en fonction du diamètre des armatures nous supposons que $\bar{\sigma}_s = 2\ 190\ \text{kg/cm}^2$.

$$\bar{\sigma}_s = \frac{9}{8} \times 2\ 100 = 2\ 360\ \text{kg/cm}^2 > 1\ 690\ \text{kg/cm}^2$$

2.2. SENS TRANSVERSAL

2.2.1. Évaluation des contraintes.

2.2.1.1. Effet des moments d'ovalisation.

Avec $\alpha = 0,3$ et $\varepsilon = 1$ il résulte dans l'abaque n° 1, $\alpha = 0,22$ et $F = 52$.

a) Fibres extérieures tendues.

$$F_s = \frac{M_p}{h_e} F = \frac{2\ 600}{35} \times 52 = 3,2\ \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = K_s \alpha h_e = 3,2 \times 0,22 \times 35 = 25\ \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_s' = n K_s h_e \left(\frac{h}{h_e} - \alpha \right) = 15 \times 3,2 \times 35 (0,80 - 0,22) = 270\ \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = n K_s h_e \left(\alpha + \frac{h}{h_e} - 1 \right) = 15 \times 3,2 \times 35 (0,22 + 0,80 - 1) \approx 0$$

b) Fibres intérieures tendues.

$$K_s = \frac{M_p}{h_e} F = \frac{3\ 250}{35} \times 52 = 3,9\ \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = K_s \alpha h_e = 3,9 \times 0,22 \times 35 = 30\ \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_s' = n K_s h_e \left(\frac{h}{h_e} - \alpha \right) = 15 \times 3,9 \times 35 (0,80 - 0,22) = 1\ 190\ \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = n K_s h_e \left(\alpha + \frac{h}{h_e} - 1 \right) = 15 \times 3,9 \times 35 (0,22 + 0,80 - 1) \approx 0$$

2.2.1.2. Effet de l'acier tranchant d'ensemble.

$$\sigma_s = \frac{100\ \text{H}}{1,0 \varepsilon_s l_c l_m} = \frac{100 \times 460\ 000}{1,0 \times 0,6 \times 35 \times 1700} = 750\ \text{kg/cm}^2$$

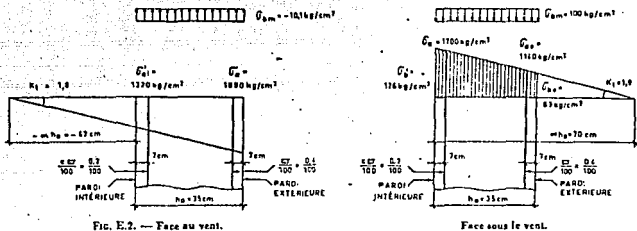


FIG. E.2. — Face au vent.

Face sous le vent.

2.213. Contraintes maximales de traction.

On superpose les contraintes dues à l'ovallisation et celles dues à l'effort tranchant d'ensemble.

a) Fibres extérieures :

$$\sigma'_e = 970 + 760 = 1\,730 \text{ kg/cm}^2.$$

b) Fibres intérieures :

$$\sigma'_i = 1\,100 + 760 = 1\,870 \text{ kg/cm}^2.$$

2.22. Contraintes admissibles.

$$\bar{\sigma}_e = \frac{9}{8} \times 0,6 \times 300 = 202 \text{ kg/cm}^2 > 30 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}'_i = 2\,360 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Voir § 2.12 b.)} > 1\,970 \text{ kg/cm}^2.$$

3. ÉTUDE DES EFFETS COMBINÉS DE LA TEMPÉRATURE, DU VENT ET DU POIDS PROPRE

3.1. SENS VERTICAL

3.1.1. Évaluation des contraintes.

a) Face sous le vent (compression maximale).

$$\frac{\alpha_2}{K_1 h_b} = \frac{100}{1,8 \times 35} = 1,6. \text{ On utilise l'abaque n}^\circ 6.$$

J Avec $\alpha = 0,4$ on trouve $\alpha = 2,0$ (section entièrement comprimée).

$$\sigma_p = K_1 \alpha h_b = 1,8 \times 2,0 \times 35 = 126 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_w = K_1 h_b (\alpha - 1) = 1,8 \times 35 (2,0 - 1,0) = 63 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_e = n K_1 h_b \left(\alpha + \frac{h}{h_b} - 1 \right) = 15 \times 1,8 \times 35 (2,0 + 0,8 - 1) = 1\,700 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{ie} = n K_1 h_b \left(\alpha - \frac{h}{h_b} \right) = 15 \times 1,8 \times 35 (2,0 - 0,8) = 1\,140 \text{ kg/cm}^2.$$

b) Face au vent (traction maximale).

$$\sigma_{ie} = -\sigma'_i \frac{e_i}{h_b} = -1\,600 \times \frac{0,6}{1,8} = -10,1 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{ie} = \frac{1,6 \times 100}{1,8 \times 35} = 2,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Avec $\alpha = 0,4$ on trouve $\alpha = -1,2$ (section entièrement tendue)

$$\sigma'_e = n K_1 h_b \left(\frac{h}{h_b} - \alpha \right) = 15 \times 1,8 \times 35 (0,8 + 1,2) = 1\,590 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma'_i = n K_1 h_b \left(1 - \frac{h}{h_b} - \alpha \right) = 15 \times 1,8 \times 35 (1 - 0,8 + 1,2) = 1\,320 \text{ kg/cm}^2.$$

3.1.2. Contraintes admissibles.

Nous avons supposé que $t_i < 100^\circ \text{C}$; en conséquence on ne tient pas compte de la diminution des contraintes admissibles prévue par les tables pour les cheménis soumis à une température $t_i > 100^\circ \text{C}$.

$$\alpha. \text{ Béton. } \alpha \gamma = 1, \text{ donc } \bar{\sigma}_e = \frac{9}{8} \bar{\sigma}_e \sigma_{ep}.$$

$$\text{Avec } \alpha = 0,4 \text{ on trouve sur la figure 3.3, } \delta_1 = 1.$$

La contrainte admissible sera pratiquement la même que celle que nous avons trouvée au § 2.12, c'est-à-dire

$$\bar{\sigma}_e = \frac{9}{8} \times 0,77 \times 0,5 \times 1 > 300 = 130 \text{ kg/cm}^2.$$

3.2. SENS TRANSVERSAL

3.21 Évaluation des contraintes.

3.211. Effet combiné des moments d'ovulation et de la température.

a. Fibres extérieures tendues.

On connaît :

$$\alpha = 0,22; K_1 = 1,8 \text{ kg/cm}^2; K_2 = 3,2 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_s = (K_2 + K_1) \alpha h_0 = (1,8 + 3,2) \times 0,22 \times 35 = 38 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_s = n (K_2 + K_1) h_0 \left(\frac{h}{h_0} - \alpha \right) = 15 (1,8 + 3,2) \times 35 (0,8 - 0,22) = 1 520 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_s = n (K_2 + K_1) h_0 \left(\alpha + \frac{h}{h_0} - 1 \right) = 15 (1,8 + 3,2) \times 35 (0,22 + 0,8 - 1) \approx 0.$$

b) Fibres intérieures tendues.

On connaît :

$$\alpha = 0,22; K_1 = 1,8 \text{ kg/cm}^2; K_2 = 3,9 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_s = (K_2 - K_1) \alpha h_0 = (3,9 - 1,8) \times 0,22 \times 35 = 16 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_s = n (K_2 - K_1) h_0 \left(\frac{h}{h_0} - \alpha \right) = 15 (3,9 - 1,8) \times 35 (0,8 - 0,22) = 640 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_s = n (K_2 - K_1) h_0 \left(\alpha + \frac{h}{h_0} - 1 \right) = 15 (3,9 - 1,8) \times 35 (0,22 + 0,8 - 1) \approx 0.$$

3.212. Effet de l'effort tranchant d'ensemble.

(Voir § 2.212)

3.213. Contraintes maximales de traction.

On superpose les contraintes dues à l'ovulation et celles dues à l'effort tranchant d'ensemble.

a) Fibres extérieures tendues.

$$\sigma_s' = 1 520 + 780 = 2 300 \text{ kg/cm}^2.$$

b) Fibres intérieures tendues.

$$\sigma_s' = 640 + 780 = 1 420 \text{ kg/cm}^2.$$

3.22. Contraintes admissibles.

(Voir § 2.22)

$$\bar{\sigma}_s = 202 \text{ kg/cm}^2 > 38 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\bar{\sigma}_s' = 2 300 \text{ kg/cm}^2 > 2 300 \text{ kg/cm}^2.$$

NOTA -- Dans cet exemple on a constaté l'augmentation suivante des contraintes dans le béton et l'acier, due à la différence de température entre les faces intérieure et extérieure de la coque.

Sens vertical :

$$\sigma_s \text{ s'accroît de } \frac{120 - 100}{100} = 20 \%,$$

$$\sigma_s' \text{ s'accroît de } \frac{1 800 - 1 600}{1 600} = 11,8 \%,$$

Sens transversal (fibres extérieures tendues) :

$$\sigma_s' \text{ s'accroît de } \frac{2 300 - 1 750}{1 750} = 31 \%,$$

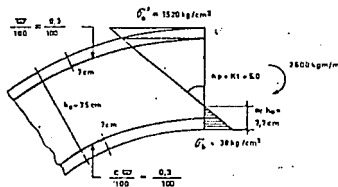
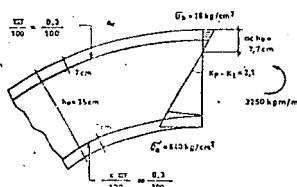


FIG. E.3.

Fibres extérieures tendues.



Fibres intérieures tendues.

TABLE DES MATIÈRES

NOTATIONS PRINCIPALES

1. ÉTUDE DES EFFETS DE LA TEMPÉRATURE.

- 1.1. Sens vertical.
- 1.2. Sens transversal.

2. ÉTUDE DES EFFETS DU VENT ET DU POIDS PROPRE.

- 2.1. Sens vertical.
- 2.11. Évaluation des contraintes.
- 2.12. Contraintes admissibles.

2.2. Sens transversal.

- 2.21. Évaluation des contraintes.
- 2.211. *Effet des moments d'ovalisation.*
- 2.212. *Effet de l'effort tranchant d'ensemble.*
- 2.213. *Contraintes maximales de traction.*
- 2.22. Contraintes admissibles.

2.3. Présence des ouvertures.

3. ÉTUDE DES EFFETS COMBINÉS DE LA TEMPÉRATURE, DU VENT ET DU POIDS PROPRE.

3.1. Sens vertical.

- 3.11. Évaluation des contraintes.
- 3.12. Contraintes admissibles.

3.2. Sens transversal.

- 3.21. Évaluation des contraintes.
- 3.211. *Effet combiné des moments d'ovalisation et de la température.*
- 3.212. *Effet de l'effort tranchant d'ensemble.*
- 3.213. *Contraintes maximales de traction.*
- 3.22. Contraintes admissibles.

ABAQUES ET TABLEAUX

ANNEXE I : ACTION DE LA TEMPÉRATURE

1.1. Gradient thermique.

1.2. Influence de l'accroissement de la température sur les propriétés mécaniques du béton armé.

1.21. Module d'élasticité.

1.22. Coefficient de dilatation thermique.

1.23. Résistances mécaniques.

1.24. Processus de corrosion.

1.3. Bibliographie de l'annexe I.

ANNEXE II : ACTION DU VENT

11.1. Sens vertical (action d'ensemble).

11.11. Comportement de la cheminée sous l'action du vent.

11.12. Expression de la force du vent.

11.13. Action du vent aux vitesses critique, normale et extrême.

11.131. *Action du vent à la vitesse critique.*

11.131.1. *Évaluation de la vitesse critique.*

11.131.2. *Sollicitations dans la direction parallèle à l'action du vent.*

11.131.3. *Sollicitations dans la direction perpendiculaire à l'action du vent.*

11.131.4. *Sollicitations résultantes à la vitesse critique.*

11.132. *Action du vent à la vitesse normale.*

11.133. *Action du vent à la vitesse extrême.*

11.14. Sollicitations retenues pour le calcul statique.

11.15. Évaluation de la fréquence propre de vibration.

11.2. Sens transversal (action locale sur la paroi).

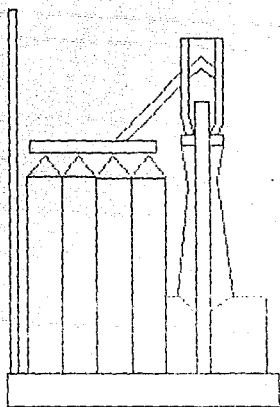
11.21. *Pression d'ovalisation.*

11.22. *Moments fléchissants d'ovalisation.*

11.3. Bibliographie de l'annexe II.

EXEMPLE DE CALCUL

L'auteur désire exprimer sa reconnaissance à M. ALBIGES, Chef de la Division Béton Armé du Service Central de la SOCOFEC, dont les conseils et les encouragements ont apporté une très importante contribution à l'élaboration du présent mémoire.



ANEXO V

Froyssinet

MEXICO

México, D.F., a 3 de junio de 1991

FRASA, INGENIEROS CIVILES, S.A. DE C.V.
Insurgentes Sur No. 1877 4º piso
Col. Guadalupe Inn
01020 México, D.F.

MR. DR. FANLO SANDOVAL LOZANO

Estimado Ingeniero:

De acuerdo con su atenta solicitud de que les sea cotizado el servicio de presfuerzo para dos silos en Tepetzilco, Mor., nos es muy grato presentar les el siguiente presupuesto:

1)- PRELITO: Cantidades aproximadas interpolando con otros silos.

Altura del silo	48.00 mt.
Diámetro interior	18.00 mt.
Espesor de pared	0.35 mt.

Las cantidades aproximadas serían:

190 anillos, cada uno formado por 2 cables 12Ø7, lo anterior nos da:

380 cables 12Ø7 con una longitud de 29 mt.

* Ancho de presfuerzo Ø7 mm. en servicio.

380 cables x 29 mt./cable x 3.70 kg/mt. x 2 silos = 81,548 kg.

* Anclajes vicos 12Ø7

380 cables x 2 pz./cable x 2 silos = 1,520 pz.

NUMERARIO DEL PRECATORIO

**/.

...2

11)- PREPUESTO:

Por el servicio de postensado, incluyendo acero de presfuerzo, materiales de postensado, mano de obra técnica, el equipo de tensado e inyectado y mano de obra general, nuestro presupuesto sin IVA sería de:

$$81,548 \text{ kg.} \quad \times \quad \$ 10,122.00 \quad = \quad \$ 825'428,856.00 + \text{IVA}$$

(OCHOCIENTOS VEINTICINCO MILLONES CUATROCIENTOS VEINTIOCHO MIL OCHOCIENTOS CINCUENTA Y SEIS PESOS 00/100 M.U.) + IVA.

11i)- PRECIOS UNITARIOS:

El precio unitario por el servicio de postensado de \$ 10,122.00/kg. de acero de presfuerzo se puede desglosar como sigue:

1.- Acero de presfuerzo ϕ 7 mm. en obra.	\$ 4,699.00/kg.
2.- Materiales de postensado en obra.	\$ 2,088.00/kg.
3.- Mano de obra especializada de 40 - .. semanas-técnico de 48 hrs/semana y 15 semanas-técnico de 84 hrs/seman.	\$ 827.00/kg.
4.- Renta de equipo de tensado e inyectado durante 7 semanas.	\$ 393.00/kg.
5.- Mano de obra no especializada en - .. los trabajos de postensado.	\$ <u>2,115.00/kg.</u> \$ 10,122.00/kg.

Los conceptos 1 y 5 los podrán proporcionar ustedes si así lo desean.

FORMA DE PAGO:

Conceptos 1 y 2: 50% de anticipo a la firma del contrato o pedido.
50% a la entrega de los materiales en obra.

Conceptos 3, 4
y 5 : 30% de anticipo a la firma del contrato o pedido.
70% en estimaciones mensuales por avance de obra.

**/.

El pago de facturas se entienda a 15 días calendario de su presentación.

IV) - ALCANCE: (Esto presupuesto incluye):

Concepto No. 1: Suministro en obra del acero de presfuerzo Ø7 mm, con sus puntas de tensado y desperdicios.

Concepto No. 2: Suministro en obra de los materiales de postensado requeridos como: anclajes vivos 12Ø7 tipo Freyssinet, - así como ducto, coples, manguera de inyección, cintas de aislar y aditivo para inyección.

Concepto No. 3: Tener a disposición de ustedes, técnicos Freyssinet - especializados en las operaciones de: habilitado de cables, colocación de ductos y anclajes, insertado, - tensado e inyectado de los cables durante un lapso de 40 semanas de 48 hrs/sema. y 15 semanas de 84 hrs/sema. distribuidas en la forma siguiente:

a) Técnico en acoplamiento de ducto y colocación de anclajes durante:	15 semanas A
b) Un técnico en habilitado de cables durante:	10 semanas B
c) Un técnico en insertado de cables durante:	10 semanas B
d) Un técnico en tensado de cables - durante:	10 semanas B
e) Un técnico en inyección de cables durante:	<u>10 semanas B</u>
	15 semanas A
	40 semanas B

Pueden existir variaciones en estos tiempos de acuerdo al programa de obra y en la última estimación se ajustará al tiempo real consumido.

**/.

La semana-técnico adicional se cobrará a razón de:

Semana-técnico tipo A

(turnos 12 hrs) durante el deslizado.
(semana de 84 hrs). \$ 1'637,781.00/sem-téc.

Semana técnico tipo B

(turnos 8 hrs) durante el resto de los
trabajos.
(semana normal de 48 hrs). \$ 1'072,000.00/sem-téc.

Al tiempo laborado en obra se le agregan 2 días por técnico, por cada traslado de la ciudad de México a la obra y viceversa.

Concepto No. 4: Renta de los equipos de presfuerzo necesarios para el tensado de los cables de presfuerzo, durante un lapso de 10 semanas, considerando el tiempo desde el momento de la salida de nuestra planta de los equipos y - hasta su regreso a la misma (se consideran 2 días en cada traslado). Y asimismo que el tiempo adicional - se cargará a razón de \$ 444,654.00/día calendario.

El equipo sería:

<u>EQUIPO</u>	<u>Nº DE PIEZAS</u>
Gatos para tensado U-5.	2
Banda hidráulica para accionar los gatos.	2
Banda para inyección de lechada.	2
Agitador para mezclado de lechada.	2

Concepto No. 5: La mano de obra no especializada consistente en 1364 - jornales de fierros y ayudantes para auxiliar a los técnicos en las etapas de colocación y realización del postensado; la semana adicional se cargará a razón de \$ 895,130.00/sem-fierro o ayudantes.

**/.

...5

V)- LIMITACIONES:

Este presupuesto no incluye algunas partidas que serían proporcionadas por ustedes, y que son:

- a) Suministro en obra de agua y aceite soluble para mantenimiento del acero de presfuerzo.
- b) Bodega para almacenaje de acero y calzas de madera (polines para la estiba de acero, antes y después del habilitado).
- c) Bodega y vigilancia para almacenaje de los materiales y equipos de presfuerzo.
- d) Agua en cantidad, calidad y oportunidad requeridas para las inyecciones.
- e) Energía eléctrica trifásica 220 volts, al pié del silo.
- f) Habilitado de las pilletas de varillas para soporte de ducto y el alambre recocido necesario.
- g) Suministro, habilitado y armado del acero de refuerzo tras los anclajes (zunchos).
- h) Cemento para las inyecciones (32.5 Ton. aprox.), cemento tipo II.
- i) Suministro, habilitado, cimbrado y descimbrado de las cajas de los anclajes, así como el sello de las mismas después del tensado y antes de la inyección, incluye fijación de los anclajes a las cimbras.
- j) Corte de las mangueras de inyección.
- k) El equipo de izaje e inserción.
- l) Equipo para elevación de materiales, pollicates para inserción, arreo al lugar de trabajo, ya sea con anclajes, hamacas o paravolas; - así como el equipo de corte o planta para soldar para el cabeceo de cables.
- m) Maniobras de carga y descarga.
- n) El 15% del IVA.

**/.

...6

VI) - INDICADORES:

Los precios de esta cotización son al 3 de junio de 1991, y en caso de variar los precios de nuestros insumos básicos, tendremos que repercutirles los incrementos según fórmulas de escalación siguientes:

Conceptos Nos. 1 y 2: $P = P_0 (AP/AP_0)$

Concepto No. 3 : $P = P_0 (S/S_0)$

Conceptos Nos. 4 y 5: $P = P_0 (0.70 AP/AP_0 + 0.30 S/S_0)$

D O N D E:

P = Precios actualizados al facturar.

P₀ = Precios de esta cotización.

AP = Valor del acero de presfuerzo Ø7 mm. al facturar.

AP₀ = Valor del acero de presfuerzo Ø7 mm. actual

(CMRZA \$ 2'853,042,00/Ton.).

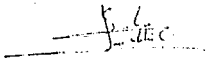
S = Salario mínimo al facturar en el D.F.

S₀ = Salario mínimo actual en el D.F.

(\$ 11,900.00/día).

Agradeciendo su fina atención a lo presente, reciba un cordial saludo.

Atentamente,


ING. JOSÉ S. CELSO CUEVAS
GERENTE ZONA CENTRO

cc Ing. Juan Pedro Iru
Ing. Enrique Sarracón
Ing. Oscar Alcaraz
Ing. Jesús Campos
Archivo GI