

Stahlrohr-Kupplungs-Gerüste als Fassadengerüste

T 1560

T 1560

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Die Originalmanuskripte wurden reprototechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprototechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

© by Fraunhofer IRB Verlag

Vervielfältigung, auch auszugsweise,
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69
70504 Stuttgart

Nobelstraße 12
70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00
Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de

T 1560: Stahlrohrkupplungsgerüste als Fassadengerüste

10.20

PROF. DIPL.-ING. FRIEDRICH NATHER
ORDINARIUS FÜR STAHLBAU
AN DER TECHNISCHEN UNIVERSITÄT MÜNCHEN

8000 MÜNCHEN 2, DEN 5.12.1984
ARCISSTRASSE 21
POSTFACH 20 24 20
TEL.: (089) 2105-24 48
TELEX 5 22 854 TUMUE

Abschlußbericht

zum Forschungsvorhaben

„Stahlrohr-Kupplungs-Gerüste als Fassadengerüste“

Auftraggeber: Institut für Bautechnik
Reichpietschufer 72 - 76
1000 Berlin 30
Az IV/1-5-299/81

Umfang des Berichtes: 52 Textseiten
65 Anlagen



O.Prof.Dipl.-Ing.F.Nather



Dipl.-Ing.C. Deltz

<u>Inhaltsverzeichnis</u>	Blatt
1. Einführung	2
2. Literatur	6
3. Rechenverfahren	7
4. Untersuchtes System - Grundsystem	8
4.1 Beschreibung des Gerüsts	8
4.2 Kupplungen	10
4.3 Belastung	12
4.4 Verankerungsraster	13
5. Ergebnisse der Untersuchung des Grundsystems	14
5.1 Gerüsthöhe 20 m	14
5.2 Gerüsthöhe 40 m	17
5.3 Gerüsthöhe 60 m	18
5.4 Verankerungskräfte	19
5.5 Einfluß der Spindel	21
6. Sonderuntersuchungen	22
6.1 Schutzdach, Verbreiterungskonsole, Verbret- terung aller Lagen	22
6.2 Überbrückung	23
6.3 Vereinfachung des statischen Systems	24
6.4 Baupraktische Abweichungen der Verankerung	27
6.5 Berechnung eines vierfeldrigen Systems	30
6.6 Untersuchungen mit größerer Windbelastung	31
7. Gerüstbohlen	32
7.1 Allgemeine Angaben	32
7.2 Gerüstgruppe 3 nach CEN und DIN E 4420	34
7.3 Gerüstgruppen 1 und 2 nach CEN und DIN E 4420	35
7.4 Gerüstgruppe 4 nach CEN und DIN E 4420	36
7.5 Gerüstgruppe 5 nach CEN und DIN E 4420	37
7.6 Gerüstgruppe 6 nach CEN und DIN E 4420	38
7.7 Zusammenfassung der Untersuchung der Gerüstbohlen	39
8. Zusammenfassung	40
9. Literaturverzeichnis	43
10. Anlagenverzeichnis	48

ABSCHLUSSBERICHT

STAHLROHR-KUPPLUNGS-GERÜSTE ALS FASSADENGERÜSTE

1. Einführung:

Stahlrohrgerüste sind Gerüste üblicher Bauart. Werden sie als Fassadengerüste n.DIN 4420, Teil 1, Abschn. 10.2.4 sowie mit den Ständerabständen und dem Verankerungsschema der Tabelle 8 dieser Norm hergestellt, gelten sie als Regelausführung, für die ein statischer Nachweis nicht mehr erforderlich ist.

Wegen ihrer Anpassungsfähigkeit an beliebige geometrische Verhältnisse im Auf- und Grundriß ist die Verwendung der Stahlrohrgerüste auch in Zukunft gesichert, obwohl Rahmengerüste in vielen Fällen eine wirtschaftlichere Ausführung ermöglichen.

Die Anpassung an örtliche geometrische Gegebenheiten und die Verwendung von Ergänzungsteilen führen zu Abweichungen von der Regelausführung mit der Folge, daß ein statischer Nachweis im Einzelfall erforderlich wird.

Sowohl bei diesen Abweichungen von der Regelausführung als auch bei der Zulassung von Gerüsten besonderer Bauart, welche den Stahlrohr-Kupplungs-Gerüsten verwandt sind, werden an den Stand sicherheitsnachweis hohe Anforderungen gestellt.

Sind diese Anforderungen wesentlich höher als für die Regelausführung der Stahlrohr-Gerüste, so kann dies zu einer geringeren Belastbarkeit und somit zu einer Schlechterstellung qualitativ hochwertigerer Gerüstkonstruktionen führen.

Es war daher ein Ziel dieses Forschungsvorhabens, das Sicherheitsniveau der Regelausführung von Stahlrohrgerüsten unter

ähnlichen Bedingungen wie bei den Gerüsten besonderer Bauart zu überprüfen und Vorschläge zu erarbeiten, wie dieses Sicherheitsniveau bei Abweichungen von der Regelausführung dem vergleichbarer zulassungspflichtiger Gerüste besonderer Bauart angeglichen werden kann.

Seit der Antragstellung am 26. August 1980 und der Vertragsausfertigung am 13. Februar 1981 sind zahlreiche neue Gesichtspunkte, bedingt durch die Neubearbeitung der DIN 4420 und des Entwurfs eines europäischen Harmonisierungsdokumentes "Arbeitsgerüste aus vorgefertigten Bauteilen (Systemgerüste)" Teil 1, hinzugekommen. Es schien nicht mehr sinnvoll, das Forschungsvorhaben allein auf der Basis d.DIN 4420,T.1 (Ausgabe März 1980) durchzuführen, da ein solcher Vergleich nur mehr historisches Interesse befriedigt hätte.

So wurde es als notwendig angesehen, neuere Erkenntnisse vor allem zu den Annahmen der Verkehrs- und Windlasten in die Vergleiche mit einzubeziehen, die Regelausführung der Stahlrohrgerüste in gleicher Weise zu definieren wie die der Gerüste besonderer Bauart und schließlich den Einfluß der baupraktischen Abweichungen der Geometrie, des Systems und der Verankerung zu studieren.

Erschwert wurden die Untersuchungen durch Unklarheiten über die anzusetzenden Verkehrslasten, da im zuständigen NABau-Arbeitsausschuß erst im Januar 1983 eine einvernehmliche Entscheidung über diese herbeigeführt werden konnte. Dementsprechend mußten Parameterstudien für drei Lastkonzepte durchgeführt werden (Anlage 1/3 und 1/4):

- I DIN 4420, Teil 1, (Ausgabe März 1980),
- II Vorschlag Neufassung DIN4420,T.1 (Stand Jan. 1982),
- III Vorschlag Neufassung DIN4420,T.1 (Stand Sept. 1982).

Ferner wurden die bis einschließlich 1983 erarbeiteten Bestimmungen des Merkheftes "Statik" zum Nachweis der Regelausführungen [1.1] den Vergleichsrechnungen insbesondere für die Systemannahmen zugrundegelegt.

Mit diesen Varianten der Lastannahmen ist zwar nicht der letzte Vorschlag zur Neufassung d.DIN 4420,T.1 vom Januar 1983 berücksichtigt. Doch stellen die Lastkonzepte II und III auf der sicheren Seite liegende Extremfälle dar, so daß eine neuerliche Berechnung des Gesamtsystems unter Zugrundelegung des letzten Vorschlags, welcher im übrigen auch dem Entwurf des CEN-Harmonisierungsdokumentes [1.2] entspricht, nicht mehr erforderlich schien. Bei der Untersuchung der Gerüstbohlen wurde jedoch auch dieser Vorschlag berücksichtigt.

Anlage 1/3 ist zu entnehmen, daß die Summe der Verkehrslasten $\Sigma P = 3p \cdot b \cdot l = 18,00 \text{ kN}$ (16,20 kN) der Gerüstgruppe III (für $h \leq 40 \text{ m}$ und $h > 40 \text{ m}$) in allen drei Varianten gleich groß ist, daß aber die Verteilung auf die Rahmen j bis m stark variiert entsprechend der vorauszusetzenden Lastkonzentration [2.18].

Die Anlage 1/1 gibt einen Überblick über die untersuchten Last- (I, II, III), Verankerungs- (A,B,C,A₁) und Gerüsthöhenvarianten (20 m, 40 m, 60 m) der Regelausführung. Sie zeigt ferner an, ob und wann Spindelschrägstellungen berücksichtigt sind (Varianten a und b), ob Torsionsmomente durch die Kupplungen übertragen werden oder ob Horizontaldiagonalen in den Verankerungsebenen angeordnet sind (Varianten α , β , γ).

Mit diesen Bezeichnungen werden im Folgenden die einzelnen Varianten angesprochen, z.B. IIICb α .

Alle in Anlage 1/1 aufgelisteten Untersuchungen erfolgten an einem dreifeldrigen viergeschossigen Gerüstsystem (Anlagen 1/5 -1/7 und 1/9). Innerhalb der untersuchten 26 Systemvarianten wurden jeweils bis zu vier verschiedene Lastfälle betrachtet. Das untersuchte Gerüstsystem ist zwar rechenaufwendiger als das üblicherweise verwendete zweifeldrige viergeschossige System, der Mehraufwand schien jedoch notwendig, um den Einfluß der Lage der Verankerungen auf die Schnittgrößen benachbarter Vertikalrahmen sicherer erfassen zu können. In allen in Anlage 1/1 aufgelisteten Fällen wurde mit verschwindend kleiner Gerüsthalterlänge ($l = 0 \text{ cm}$) gerechnet. Dieses

so berechnete System ohne Sonderbauteile wird im Folgenden als Grundsystem bezeichnet.

Die „unvermeidbaren baupraktischen“ Abweichungen wurden in Sonderuntersuchungen behandelt (Anlage 1/2). Hierzu gehört u.a., daß der Abstand des Gerüsts von der Fassade variiert und bis zu 30 cm betragen darf, ohne daß besondere der Arbeitssicherheit dienende Maßnahmen erforderlich werden. Die Verwendung eines kurzen Gerüsthalters, welcher nur an die inneren Ständer angeschlossen ist und dessen Angriffsort und -winkel zur Fassade variieren, wurde ebenfalls in die Betrachtung einbezogen. Zwar ist diese Anordnung nicht zulässig, sie wird jedoch, wie im Rahmen eines anderen Forschungsvorhabens festgestellt wurde, laufend praktiziert [1.3]. Welche Traglastminderungen damit verbunden sind, blieb bislang unbeantwortet.

Der Einfluß von Schutzdach, Verbreiterungskonsole und Überbrückung auf Traglast und Verankerungskräfte wurde untersucht. Im Hinblick auf die gemäß Tabelle 7 d. DIN 4420, T.1 zulässige Verwendung von St 33 (bei Altbeständen) und von St 52-3 wurden zwei Lastfälle mit diesen Materialvarianten in die Betrachtungen einbezogen, auf die Untersuchung einer Variante mit St 00 wurde jedoch verzichtet.

Ergänzende Untersuchungen haben der Abschätzung der Rechengenauigkeit und der Zulässigkeit von Systemvereinfachungen gedient. Sie sind in den Abschnitten 6.4 und 6.5 erläutert.

Diese umfangreichen Untersuchungen waren nur möglich dank des Entgegenkommens des Leibniz-Rechenzentrums der Bayerischen Akademie der Wissenschaften, welches dem Lehrstuhl für Stahlbau für seine Forschungsarbeiten zusätzliche Kapazitäten zur Verfügung stellte.

Im Abschnitt 7 wird die Bemessung der Gerüstbohlen behandelt. Bei dieser ist neben den oben aufgelisteten Lastkonzepten auch die jüngste Fassung des Entwurfs DIN 4420, T. 1 berücksichtigt. Weitere Detailangaben sind den folgenden Abschnitten zu entnehmen.

2. Literatur:

Deutschsprachige Veröffentlichungen über Standsicherheitsuntersuchungen von Stahlrohrgerüsten sind nicht sehr häufig. Neben [2.1 und 2.2] ist ein nicht veröffentlichtes Gutachten [2.3], welches umfangreiche Untersuchungen zweireihiger Stahlrohrgerüste beinhaltet, zu erwähnen.

In Großbritannien hat man sich mit dem Problem der nachgiebigen Verbindungen und deren Einfluß auf die Standsicherheit von Gerüsten auseinandergesetzt [2.4 bis 2.7]. In Holland wurde z.B. die Tragfähigkeit der Ständer eines Stahlrohrgerüstes für verschiedene Verankerungskonzepte anhand von Modelluntersuchungen ermittelt [2.8]. Standsicherheitsbetrachtungen von Stahlrohrgerüsten sind außerdem in [2.9 bis 2.11] und [2.23 bis 2.25] enthalten.

Zusätzlich sind Veröffentlichungen zu nennen, welche sich mit Windlastannahmen befassen [2.12 bis 2.14]. Diese wurden jedoch nicht in die vorliegende Untersuchung einbezogen.

Eine Vorarbeit zu dieser Untersuchung stellt die Diplomarbeit [2.15] dar, in welcher verschiedene Last-Verformungskurven von Normalkupplungen eines Berichtes des Materialprüfungsamtes für das Bauwesen der TU München aus dem Jahre 1963 zwecks weiterer Verwendung für die Standsicherheitsuntersuchung bewertet [2.16] wurden.

Die längere Diskussion über Verkehrslastannahmen, von welchen vor allem die Gerüstbohlen betroffen sind, spiegeln [2.17 und 2.18] wieder (siehe hierzu Abschnitt 7). Die häufige Überlastung der Gerüste wird in [2.21] erwähnt. Zu erwähnen sind in diesem Zusammenhang auch Arbeiten, welche sich mit den Stoßlasten fallender Personen oder Lasten beschäftigen [2.19 und 2.20].

Ergänzende Literaturangaben sind in [2.22 und 2.27] zu finden. Verwiesen sei auch auf die einschlägige DDR-Norm [2.28].

3. Rechenverfahren:

Die Berechnungen wurden auf einer Cyber 175 der CDC im Leibniz-Rechenzentrum der Bayerischen Akademie der Wissenschaften durchgeführt. Die verwendete Software wurde von der Arbeitsgruppe für Elektronisches Rechnen (Prof. Dr.-Ing. H. Werner, Institut für Bauingenieurwesen I der TUM) erarbeitet.

Im Rahmen dieser Untersuchungen wurden nur Programmteile der Programmkette SET benutzt [3.1 bis 3.4]. Neben Datenaufbereitungs- und Datennachbereitungsprogrammen wurden vor allem Stabwerksprogramme für die räumliche Untersuchung nach Elastizitätstheorie II. Ordnung verwendet.

Es wurden die Schnittkräfte, Verformungen und Spannungen unter den $v = 1,71$ -fachen bzw. $1,50$ -fachen Gebrauchslasten (Lastfälle H und HZ, siehe Anlagen 1/3 und 1/4) errechnet.

Trat vor Erreichen dieser "Bemessungslast" ein Instabilwerden des Systems ein, so wurde die Verzweigungslast errechnet. Hierbei wurden alle Stäbe - ausgenommen die Kupplungen - entweder bis zur Ausbildung des ersten Fließgelenkes (Schnittgrößeninteraktion M-N nach DIN 18800, Teil 2, siehe Anlage 3/1) oder bis zum Instabilwerden des Gesamtsystems untersucht. Die Instabilität des Systems drückt sich durch Vorzeichenwechsel der Nennerdeterminante aus.

Normalkraft- und Querkraftverformungen sind in das Gleichungssystem eingerechnet. Die Iteration wurde solange fortgesetzt, bis sich die Schnittmomente aus der Normalkraftumlagerung bei zwei aufeinanderfolgenden Iterationsschritten um nicht mehr als 10^{-4} unterschieden.

Die Kupplungen wurden als kurze Stäbe mit definierter Arbeitslinie eingegeben (siehe Abschn. 4.2 und Anlage 3/2). Bei diesen wurde solange iteriert, bis sich innere und äußere Schnittgrößen um maximal 1 % unterschieden.

4. Untersuchtes System - Grundsystem

4.1 Beschreibung des Gerüstes

Das untersuchte Gerüst entspricht der Gerüstgruppe III nach Tabelle 1 der DIN 4420, Teil 1 (Ausg. März 1980). Es hat in der Grundversion 3 Felder und 4 Geschosse mit einer Feldweite von 2,0 m (bei Gerüsthöhen unter 40 m), bzw. 1,8 m (bei Gerüsthöhen bis 60 m). Die Geschoßhöhe beträgt 2,0 m, die Stützweite des Querriegels 1,0 m.

Für jeden Längsriegel wird ein gelenkiger Stoß angenommen, die Ständerstöße werden biegesteif betrachtet. Alle Stöße sind versetzt angeordnet (Anlage 5/1). Eine Normalkraftexzentrizität bleibt unberücksichtigt.

Sowohl Querriegel als auch Längsriegel sind an die Ständer mittels Normalkupplungen angeschlossen, wobei die Querriegel über den Längsriegeln angeordnet sind (Anlage 4/1). Um auch bei den Diagonalen in der äußeren Vertikalebene die Anwendung von Normalkupplungen zu ermöglichen, wurden diese an die Querriegel angeschlossen.

Die Außermittigkeit der Kupplungsanschlüsse beträgt $a=55$ mm. Ebenso beträgt der Achsabstand von Längs- und Querriegel 55 mm.

Die Fußpunkte sind unverschieblich gehalten, die Spindel-länge beträgt 0,3 m. Ausmittigkeit der Last und Schiefstel-lung der Spindel sind entsprechend Annahme 1 der Anlage 4/2 vorgesehen.

Die Wandverankerungen sind horizontal unverschieblich und können keine Vertikalkräfte aufnehmen.

Die Gerüstrohre bestehen aus St 37-2, $\varnothing 48,3 \times 4,05$ mm, mit $\sigma_F = 24,0$ kN/cm². Die Belagdicke ist zu 4,0 cm angenommen.

Spindeln werden bei Arbeitsgerüsten nur selten angewendet.

Da ihre Verwendung jedoch nicht ausgeschlossen ist, und bei einem parallel laufenden Forschungsvorhaben, welches Gerüste besonderer Bauart umfaßt, ihr Einfluß auf die Standsicherheit berücksichtigt werden muß, schien es sinnvoll, ihn auch im Rahmen dieser Arbeit zu untersuchen. Ein geringer Unterschied zu den Forderungen des Merkblattes [1.1] besteht insofern, als die Spindelschrägstellung i.a. nicht der Schiefstellung der Ständer zuaddiert wurde. Außerdem wurde nur Annahme 1 der Anlage 4/2 untersucht. Bei der Untersuchung ebener Systeme hat sich diese Annahme als die ungünstigere erwiesen.

Zur Ständerschiefstellung ist zu bemerken, daß eigene Messungen des Ständerspieles bei Verwendung eines Stoßbolzens ohne Stoßkupplung gegenseitige Verdrehungen bis zu 4,1 % ergaben. Diese Ständerschiefstellung wurde bei den Berechnungen nicht angesetzt. Sie kann durch Verwendung von Stoßkupplungen vermieden werden.

4.2 Kupplungen

Für die Untersuchungen des Grundsystems wurde aus einer größeren Anzahl von Versuchsprotokollen zur Bestimmung der Drehfedersteifigkeit von Normalkupplungen die Lastverdrehungskurve der PLETTAC-Normalkupplung gewählt, da diese Kupplung die Forderung der Mindestdrehfedersteifigkeit von 200 Nm/° der Bau- und Prüfgrundsätze [4.1] ziemlich genau erfüllt.

Diese Last-Verdrehungskurve, zu einem Spannungs-Dehnungsdiagramm umgeformt, bildet die Arbeitslinie, welche für die als kurze Stäbe idealisierten Kupplungen in die Rechnung eingesetzt wurde (Anlage 3/2). Die Kupplungen übertragen Biegemomente um die horizontalen Achsen des Gerüsts.

Die hier eingesetzte Drehfedersteifigkeit für die Kupplungen stellt aber nicht den ungünstigsten Fall vorliegender Untersuchungsergebnisse dar.

Die Angabe einer Mindestdrehfedersteifigkeit, wie sie nach den Bau- und Prüfgrundsätzen gefordert wird, reicht allein für die Beurteilung der Standsicherheit eines Stahlrohrkupplungsgerüsts nicht aus. Erforderlich ist die Angabe eines oder mehrerer Mindestmomente mit zugehöriger Verdrehung. Um über die Größe dieser Momente eine Aussage machen zu können, wurden verschiedene $M-\phi$ -Beziehungen wie oben beschrieben, verwendet. Für die in Anlage 3/3 aufgezeichneten Parabeln mit $M = 60 \text{ kNcm}$, $M = 40 \text{ kNcm}$, $M = 20 \text{ kNcm}$ jeweils bei 1° Verdrehung, wurde die Traglast bei einem 60 m- und einem 20 m-Gerüst der Gerüstgruppe I (EDIN 4420, 1983) gesucht. Das Ergebnis ist auf Anlage 3/6 dokumentiert.

Konstante Kupplungssteifigkeiten wurden bei einem 20m-Gerüst (III A α) untersucht. Auf Anlage 3/4 sind jeweils die maximalen Kupplungsmomente mit zugehöriger Verdrehung eingetragen.

Unterschreitet die Konstante Kupplungssteifigkeit $12,5 \text{ kNcm/o}$, ist keine ausreichende Standsicherheit vorhanden.

Inzwischen durchgeführte Versuche [4.4, 4.5] zeigen, daß bei Wechselbelastung, bzw. bei Be- und Entlastung einer Kupplung bei der Wiederbelastung erst eine Lose durchlaufen wird, ehe wieder die Erstbelastungskurve erreicht wird. Um diesen Einfluß abzuschätzen, wurden Untersuchungen mit $M-\phi$ -Beziehungen nach Anlage 3/5 gemacht. Es zeigte sich, daß diese Lose entscheidende Bedeutung hat. Weil die meisten Kupplungen unter einer Beanspruchung von $M = 10 \text{ kNcm}$ bleiben, ist das Gesamtsystem bei Annahme einer Lose für die Drehfedersteifigkeit der Kupplungen so weich, daß die Traglastfaktoren des 60m-Gerüsts, das auf Anlage 3/6 untersucht wurde, bei Beziehung II (Anlage 3/5), unter 0,8 und bei Beziehung I unter 1,2 liegen.

Bei der Sitzung des Unterausschusses "M- ϕ -Beziehungen" am 23.11.1984 in München wurde vorgeschlagen, $M = 40 \text{ kNcm}$ bei 2° Verdrehung und $M = 60 \text{ kNcm}$ bei 4° Verdrehung als Minimalbedingung für Kupplungen im Versuch zu fordern.

Die Annahme, daß Kupplungen keine Torsionsmomente übertragen, liegt auf der sicheren Seite [4.2]. Daher wird ein Systemfall γ untersucht, bei welchem eine Übertragung von Torsionsmomenten durch die Kupplungen angenommen wird. Im Systemfall β sind Horizontaldiagonalen in der mittleren und oberen Verankerungsebene vorgesehen (Anlage 4/3).

4.3 Belastung

Entsprechend dem jeweiligen Stand des Entwurfs der Neufassung der DIN 4420 wurden drei verschiedene Lastkonzepte untersucht:

- I Lastkonzept der geltenden DIN 4420, Teil 1 (Ausg. März 1980)
- Gleichmäßig verteilte Ersatzlast entsprechend Gerüstgruppe III (Anlage 1/3).
 - Wind normal und parallel zur Fassade mit einem Formbeiwert für die Gerüstrohre von $c = 1,2$ (Anlage 1/4, Seite 1 und 2).
 - Imperfektionen gemäß DIN 4420, Teil 1, Abschn. 5.2.2.4.
- II Lastkonzept des Entwurfs der Neufassung der DIN 4420, Teil 1 vom Januar 1982:
- Als Verkehrslast wird außer dem Lastfall "gleichmäßig verteilte Ersatzlast" nach I eine Teilflächenlast gemäß Anlage 1/3 aufgebracht.
 - Windlast gemäß Anlage 1/4 mit einem Formbeiwert von $c = 1,0$.
 - Imperfektionen, berücksichtigt durch Schiefstellung der Ständer um $\tan \psi_1 = 0,01$ und Spindelschiefstellung gemäß Anlage 4/2.
- III Lastkonzept des Entwurfs der Neufassung der DIN 4420, Teil 1 vom Sept. 1982:
- Verkehrslast wie II
 - Windlast gemäß Anlage 1/4 unter Berücksichtigung eines statistischen Faktors $c_s = 0,7$, Formbeiwert für Rundrohre $c = 1,2$, Lagebeiwert für geschlossene Fassade $c_L = 1,0$.
 - Imperfektionen, berücksichtigt durch Schiefstellung der Ständer um $\tan \psi_1 = 0,01$ und der Spindel gemäß Anlage 4/2, Annahme 1 (Für die Ständer gilt $\frac{D_i - d_a}{2 l_{\ddot{u}}} < 0,01$).

Für die Gerüsthöhe bis 8 m wurde als Staudruck in allen Fällen $q = 0,5 \text{ kN/m}^2$ nach DIN 1055, Teil 4 Tabelle 1 angesetzt.

4.4 Verankerungsraster

Entsprechend den verschiedenen Lastkonzepten wurden zwei verschiedene Verankerungsraster untersucht:

- Verankerungsraster A und B (siehe Anlagen 1/5 und 1/6), Verankerungsschema nach DIN 4420, Teil 1 (März 1980) für Gerüsthöhen bis 20 m und bis 60 m, (A₁ nach Anlage 1/9 entspricht A).
- Verankerungsraster C (siehe Anlage 1/7) nach Entwurf der Neufassung vom Sept. 1982 für Gerüsthöhen über 20 m.

5. Ergebnisse der Untersuchung des Grundsystems

Alle untersuchten Parameter siehe Tabelle Anlage 1/1. Stabnumerierung ist Anlage 5/1 zu entnehmen.

5.1 Gerüsthöhe 20 m:

Bei dieser Gerüsthöhe wurde ein Instabilwerden des Systems nicht festgestellt. Die Maximalspannungen nach dem Entwurf der Neufassung DIN 4420 vom Sept. 1982 erwiesen sich jedoch geringfügig größer als nach der geltenden Norm, was auf die ungleichmäßig verteilten Verkehrslasten und die neuerdings anzusetzenden Imperfektionen zurückzuführen ist. Aufgrund der ungleichmäßig verteilten Verkehrslasten wird in Mitte des höchstbeanspruchten Querriegels die Fließspannung, das plastische Grenzmoment jedoch noch nicht erreicht. Die Traglast des Systems wird hierdurch nicht beeinflusst, deshalb ist diese Beanspruchung in den Tabellen der Anlagen 5/2, 5/7 und 5/9 nicht weiter erwähnt.

Um den meist beanspruchten Querriegel zu entlasten, werden in der Praxis meist Zwischenquerriegel eingesetzt. Die sich dann ergebende Lastverteilung ist aus Anlage 1/3 Seite 3 zu ersehen.

Aus der hierdurch zusätzlich auftretenden Belastung der Längsriegel tritt eine Überbeanspruchung derselben in Form von Überschreiten des vollplastischen Momentes erst dann auf, wenn ein im gleichen Bereich angeordneter Längsriegelstoß mehr als 60 cm aus dem Knotenpunkt heraus angeordnet ist.

Die in der Regel angesetzte Stellung der Verkehrslasten zeigt Anlage 1/3. Für die Bemessung maßgeblich ist das Verankerungsraster A, welches gemäß Anlage 5/2 etwa 10 % höhere Beanspruchungen aufweist als Verankerungsraster A₁.

Bemessungsbestimmend ist der Lastfall Arbeitsbetrieb mit 1,0-fachen Verkehrslasten. Bei diesem haben die vertikalen

Verkehrslasten mit insgesamt 18 kN den größeren Einfluß auf die Spannungen als die Horizontalbelastung (5,3 kN im Lastfall "Maximaler Wind" aus Wind und horizontaler Ersatzlast; 3,20 kN im Lastfall "Arbeitsbetrieb" aus Wind und horizontaler Ersatzlast). Anzumerken ist, daß die horizontale Ersatzlast von $P_v/100 = 0,18$ kN einen vernachlässigbar kleinen Anteil der Horizontallast bildet.

Trotz fehlender Horizontaldiagonalen erwies sich im Lastfall Arbeitsbetrieb die Windbelastung normal zur Fassade als maßgeblich, da die Summe aller Windlasten normal zur Fassade wesentlich größer als die Summe der Windlasten parallel zur Fassade ist.

In der untersuchten Variante α ist angenommen, daß die Kupplungen keine Torsionsmomente übertragen. Die Horizontalbelastung bei Wind parallel zur Fassade wird dementsprechend nicht von der äußeren vertikalen Ebene auf die innere abgegeben. Die Belastung auf die innere vertikale Ebene wird durch die Wandverankerungen, die auf die äußere vertikale Ebene durch die außenstehenden Fußspindeln, abgetragen (Anlage 5/6).

Bei der Variante γ ist angenommen, daß die Kupplungen Torsionsmomente übertragen. Die Maximalspannung wird an den meist beanspruchten Ständern etwas kleiner, da ein Teil des Momentes um die Längsriegelachse vom geringer beanspruchten Längsriegel als Torsionsmoment aufgenommen wird. Die Torsionsmomente erreichen maximal 7 kNcm.

Sofern Horizontaldiagonalen angeordnet werden (Anlage 4/3), ist keine gravierende Änderung der Maximalspannungen festzustellen. Bei dieser Variante β übertragen jedoch die Kupplungen keine Torsionsmomente, so daß sich offensichtlich die Einflüsse kompensieren. Es kann aber ein Teil der Horizontalbelastung von der äußeren auf die innere Vertikalebene abgegeben werden, woraus größere Verankerungskräfte folgen (siehe hierzu Abschnitt 5.4).

Die Verwendung eines St 33 mit einer Streckgrenze von $\sigma_S = 19 \text{ kN/cm}^2$ wirkt sich bei dieser Gerüsthöhe nicht einschränkend aus, da die Maximalspannung in jedem betrachteten Fall unter der Fließgrenze von 19 kN/cm^2 bleibt.

In Anlage 5/2 sind die Maximalspannungen für die verschiedenen Lastfälle und untersuchten Varianten unter Bezeichnung des betroffenen Stabes aufgelistet. Das untersuchte Grundsystem weist selbst in dem Lastfall IIIA α mit den höchsten Spannungen (im Stab 28, das ist im inneren Ständer direkt unter Gerüstlage 2) noch einen sehr großen Abstand zur Fließgrenze auf.

In den Anlagen 5/3 bis 5/5 sind die Zustandslinien der Schnittgrößen N , M_Y und M_Z des höchstbeanspruchten Rahmenezuges 1 für die Varianten IIIA α, β, γ dargestellt.

Infolge Unsymmetrie der Belastung bei den Lastkonzepten II und III ist für die Ständer k und l noch eine Lasttauschung vorzunehmen. Anstelle dieser Lasttauschung werden die Verankerungen der Ständer k und l vertauscht und dieses neue Ankerschema als Verankerungsraster A₁ bezeichnet (Anlage 1/9). Es ergeben sich geringfügige Spannungsunterschiede, je nachdem, ob der Rahmen mit der höchsten Verkehrsbelastung am Kopfende oder in der Mitte, d.h. in Höhe der Gerüstlage 3, gehalten ist.

Der Lastfall III A₁ α wird mit Verkehrslasten auf den Gerüstlagen 2, 3, 4 und 5 untersucht. Als maßgeblich erwies sich die Belastung der Gerüstlage 2 wie auch bei Verankerungsraster A. Bei gleichmäßig verteilter Verkehrslast (Lastkonzept I) ist der Stab 284 (siehe Anlage 5/1 - äußerer Ständer der Achse 1 im 3. Geschoß) am höchsten beansprucht. Die Spannung unter der γ -fachen Last ist jedoch noch immer weit von der Fließgrenze entfernt. Dieser Lastfall gilt auch für die höheren Gerüste in den obersten Lagen bei gleichmäßig verteilter Verkehrslast.

Bei Teilflächenbelastung (Lastkonzepte II und III) schlägt der Einfluß der örtlichen Außermittigkeit des Kupplungsanschlusses durch (siehe Anlagen 5/3 bis 5/5, jeweils Seiten 2 und 3).

5.2 Gerüsthöhe 40 m:

Instabilität tritt nur im Lastfall Arbeitsbetrieb mit Wind normal zur Fassade und bei Verankerungskonzept C auf.

Wie bei der Gerüsthöhe 20 m wird nur beim höchstbeanspruchten Querriegel das elastische Grenzmoment überschritten. Für die Bemessung maßgeblich ist hier sowie auch beim 60 m-Gerüst immer die Belastung der obersten Gerüstlage.

Es zeigt sich, daß dieses Verankerungskonzept C nach dem Entwurf des Merkheftes "Statik" zur Sicherung der Stabilität bereits für das Grundsystem nicht ausreicht, sofern eine Übertragung der Torsionsmomente durch die Kupplungen ausgeschlossen wird (siehe Anlage 5/7). Bei Anordnung von Horizontaldiagonalen entsprechend Anlage 4/3 erhält man eine geringfügige Unterschreitung der Tragsicherheit ($\gamma = 1,70$). Wird die Spindelschrägstellung vernachlässigt (Fall III C β), so ist Stabilität vorhanden, die maximale Spannung beträgt dann 18,16 kN/cm².

Eine Verankerung entsprechend der gültigen DIN 4420 (Konzept B) ergibt bei sonst gleichen Untersuchungsparametern eine Maximalspannung von nur 15,06 kN/cm². Im Lastfall maximaler Wind normal zur Fassade ist der Einfluß der Verankerung ebenso deutlich zu erkennen (Anlage 5/7). Die Maximalspannungen betragen

im Falle III B α max σ = 13,10 kN/cm²,

im Falle III C α max σ = 21,31 kN/cm².

Der Ort der maximalen Beanspruchung wechselt. Im übrigen gilt das oben für Gerüsthöhe 20 m Gesagte. Auf eine Untersuchung des Einflusses der maximalen Verkehrslast auf Ständerzug k wurde jedoch verzichtet, da die Untersuchung [2.15] ergab, daß dieser Fall geringere Beanspruchungen liefert.

Hier ebenso wie beim 60 m-Gerüst ergibt die Verkehrslast auf der Gerüstlage 5 die maximale Beanspruchung.

5.3 Gerüsthöhe 60 m:

Bei dieser Gerüsthöhe tritt vor Erreichen der Fließgrenze immer Instabilitätsversagen bei Verankerungsraster C auf. Im maßgebenden Lastfall Arbeitsbetrieb mit Wind normal zur Fassade beträgt die Grenzhöhe 34 m wie bei der Gerüsthöhe 40 m, der Traglastfaktor sinkt auf 1,27.

Die Verwendung von St 52-3 bringt keine Vorteile, da das Instabilitätsversagen lange vor Erreichen der Fließgrenze eintritt.

Im Lastfall Wind \parallel Fassade wird die gesamte Horizontallast auf die äußere Vertikalebene durch die Fußspindeln übertragen. Bei einem Spindelquerschnitt \emptyset 38 x 5,0 mm liegt die maximale Spannung der Spindel mit $\sigma = 15,68 \text{ kN/cm}^2$ weit unter der Fließgrenze.

Bei Verankerungsschema B liegt die höchste Beanspruchung mit $19,74 \text{ kN/cm}^2$ im Lastfall IIIBa α im Stab 292 knapp über der Fließgrenze des St33. Der Lastfaktor beträgt - linear gerechnet und somit auf der sicheren Seite - 1,65.

5.4 Verankerungskräfte

DIN 4420, T. 1, Abschn. 7.2.2 fordert, daß für die Regelausführung der Standgerüste die Verankerungen folgende horizontalen Kräfte aufnehmen müssen (Anlage 5/17):

Parallel zum Bauwerk je Anker	$P_{\parallel} = \pm 1,7 \text{ kN,}$
rechtwinklig zum Bauwerk je Anker	$P_{\perp} = \pm 2,5 \text{ kN,}$
bei Gerüsthöhen über 15 m an offenen Bauwerken je Anker	$P_{\perp} = \pm 5,0 \text{ kN.}$

Als offene Bauwerke gelten unverkleidete Skelettbauten sowie Bauwerke, bei denen mehr als 2/3 der Ansichtsfläche Öffnungen sind.

Die Kraft P_{\parallel} darf bei Gerüsten bis 18 m Höhe unberücksichtigt bleiben, wenn die Ansichtsfläche des Gerüstes ein Seitenverhältnis von

$$\frac{\text{Höhe}}{\text{Länge}} \leq 2$$

aufweist.

Auflistungen der Ankerkräfte des Grundsystems enthalten die Anlagen 5/18 bis 5/20 für die drei Gerüsthöhen 20 m, 40 m und 60 m.

Ein wichtiges Ergebnis ist der Anlage 5/18 zu entnehmen: Die Verankerungskräfte des Grundsystems mit einer Höhe von 20 m übersteigen die Angaben der DIN 4420, T. 1 wesentlich, sofern die z.Zt. gültigen Lastannahmen zugrundegelegt werden. Die Angaben sind jedoch ausreichend bei Anwendung des neuen Lastkonzeptes III mit Ausnahme des Lastfalles Arbeitsbetrieb, Wind \perp Fassade, Fall IIIAa α . In diesem Fall ist $P_{\parallel} = 3,77 \text{ kN}$ unter der Voraussetzung unverschieblicher Lagerung des Gerüstes an der Fassade (Anlage 5/10).

Unter denselben Voraussetzungen wachsen die Verankerungskräfte für Gerüsthöhen bis 60 m auf $P_{\perp} = 3,29 \text{ kN}$, $P_{\parallel} = 6,17 \text{ kN}$ an.

Bei den Lastfällen Wind \perp Fassade sind die Verankerungskräfte des Ankerrasters B deutlich gleichmäßiger verteilt als für Ankerraster C und Lastkonzept III. Das Verhältnis maximaler zur minimaler Verankerungskraft bewegt sich

für Ankerraster B zwischen 2,5 und 5,0,
für Ankerraster C zwischen 5 und 9.

Für den Lastfall Wind \perp Fassade sind die Ankerkräfte \parallel zur Fassade deutlich kleiner als nach der geltenden Norm (Anlage 5/18), wenn Ankerraster C und Lastkonzept III angewendet werden. Eine Nachgiebigkeit der Verankerungspunkte, hervorgerufen z.B. bei einem Abstand des Gerüsts von der Fassade von 30 cm durch Verlängerung der Querriegel, wirkt sich sowohl bei Wind \perp Fassade als auch bei Wind \parallel Fassade abmindernd auf die Verankerungskräfte aus.

Bei Wind \parallel Fassade nehmen die Verankerungen die Horizontal-lasten der inneren vertikalen Ebene auf (Anlage 5/6 und 5/8). In bezug auf Größe und Verteilung der Verankerungskräfte zeigen die Ankerraster B und C Unterschiede (Anlage 5/14). Nachgiebige Gerüsthalter führen zu einer wesentlich gleichmäßigeren Verteilung der Verankerungskräfte als starre (Anlage 5/11).

Für die Festlegung von Bemessungskräften reichen die Untersuchungen des Grundsystems nicht aus, denn die Verankerungen haben i.a. die Kräfte der Regelausführung aufzunehmen. Diese werden für die wichtigsten Bauelemente der Regelausführung in Abschnitt 6 ermittelt.

Werden Horizontal diagonalen entsprechend Anlage 4/3 angeordnet, so wird ein Teil der horizontalen Lasten parallel zur Fassade der äußeren vertikalen Ebene auf die innere abgegeben.

5.5 Einfluß der Spindel

Bei den Untersuchungen des Grundsystems wurde i.a. die Spindelschrägstellung nach Annahme 1 der Anlage 4/2 eingesetzt. Der Einfluß dieser Fußpunktausbildung ist beträchtlich, wie aus Anlage 5/9 hervorgeht.

Wird nun die Spindel, wie im Merkheft "Statik" gefordert ist, gegenüber dem Ständer schief gestellt (Annahme 3 auf Anlage 4/2) ist dieser zusätzliche Einfluß nicht mehr sehr groß, weil die Ständerschiefstellung hier gegenüber der Gesamtschiefstellung der Spindel, die sich aus der Lastausmitte $e = 1 \text{ cm}$ und $\tan \psi_1 = \frac{D_i - d_a}{\ell_{\ddot{u}}}$ $\gg \psi_2 =$ Ständerschiefstellung zusammensetzt, mit $\tan \psi_2 = 0,01$ (Mindestmaß aus Merkheft "Statik") sehr gering angenommen wurde.

Die maximale Spannung in der höchstbelasteten Spindel steigt um ca. 10 %, ist aber mit $11,61 \text{ kN/cm}^2$ ($\phi 38 \text{ mm} \times 5,0 \text{ mm}$) noch sehr gering, die maximale Spannung der Ständer steigt nur von $14,56 \text{ kN/cm}^2$ auf $14,70 \text{ kN/cm}^2$, bei einem 20 m-Gerüst im ungünstigsten Lastfall.

Im Fall III Ca α liegt die Grenzhöhe auch mit der Addition der Ständerschiefstellung zur Spindelimperfektion bei 34 m (siehe Anlage 5/9).

6. Sonderuntersuchungen

6.1 Schutzdach, Verbreiterungskonsole, Verbretterung aller Lagen:

Diese konstruktiven Varianten, die laut Niederschrift zur Sitzung des UA "Regelausführung" des SVA "Arbeits- und Schutzgerüste" am 15.4.1980 im Umfang der Normal-Version enthalten sein sollen, wurden am 20 m-Gerüst untersucht.

Das Schutzdach wurde in 4 m Höhe angeordnet und entspricht den Anforderungen der gültigen DIN4420, T.1. Im Fall IIIAα (LF Arbeitsbetrieb, Wind ⊥ Fassade) ergibt sich eine Maximalspannung von $\sigma = 14,70 \text{ kN/cm}^2$ im Stab 28. Im selben Stab beträgt die Spannung ohne Schutzdach nur $9,64 \text{ kN/cm}^2$. Bei Verteilung und Größe der Verankerungskräfte ist keine entscheidende Veränderung festzustellen (Anlage 6/1).

Die Verbreiterungskonsole ist 30 cm breit, wurde in 6 m Höhe angebracht und mit einer Verkehrslast entsprechend der auf der Gerüstlage ohne Verbreiterungskonsole (siehe Anlage 1/3) belastet. Hier beträgt die Maximalspannung $\sigma = 17,94 \text{ kN/cm}^2$ im Stab 285. Zum Vergleich: $\sigma = 12,77 \text{ kN/cm}^2$ ohne Verbreiterungskonsole. Für diesen Fall ist auch eine starke Erhöhung der Verankerungskräfte festzustellen (Anlage 6/2). Die Kräfte || zur Fassade sind in 4 m Höhe mit 4,57 kN (vorher 3,57 kN siehe Anlage 5/11) und -5,17 kN (vorher -3,77 kN, siehe Anlage 5/11), beträchtlich größer geworden.

Die Verbretterung aller Lagen erhöht die Spannungen erheblich infolge der zusätzlichen Belastung. Der meistbeanspruchte Stab ist wiederum der Stab 285 mit $\sigma_{\text{max}} = 17,63 \text{ kN/cm}^2$. Auch die Verankerungskräfte || zur Fassade sind an den zwei schon oben angesprochenen Punkten mit 4,44 kN (z.Vgl. 3,57 kN) und -4,65 kN (z.Vgl. -3,77 kN) entsprechend größer geworden (Anlage 6/3).

Zusammenfassend ist zu diesen Sonderuntersuchungen zu bemerken: Die Forderungen des Unterausschusses "Mindestumfang der Regelausführung" werden, soweit sie die oben erwähnten kon-

struktiven Varianten betrifft, ohne Überbeanspruchung durch Stahlrohr-Kupplungs-Gerüste der Normal-Version (Gerüsthöhe 20 m) erfüllt.

6.2 Überbrückung

Die Ausführung der Überbrückung ist aus Anlage 6/4 zu ersehen. Die Ständer rechts und links vom auszuwechselnden Ständerpaar erhalten den doppelten Querschnitt.

Im Fall IIIAa α Lastfall Arbeitsbetrieb, Wind \perp Fassade ist bei $\gamma \approx 1,71$ die Traglast erreicht. Die Fließspannung ist bei dieser Laststufe allerdings bereits an einigen Stellen schon überschritten. Die höchste Beanspruchung erhält der Querriegel, welcher direkt über dem auszuwechselnden Ständerpaar liegt. Dieser Querriegel erreicht unter dieser Laststufe sein vollplastisches Moment.

Das Lastkonzept 1983 ergibt niedrige Beanspruchungen, so daß die in Anlage 6/4 dargestellte Überbrückung als Regelausführung bezeichnet werden und in DIN 4420, Teil 3 eingeführt werden darf.

Wesentlich günstigere Verhältnisse erhält man bei Verwendung eines Gitterträgers über 2 Gerüstfelder.

Die größte Ankerkraft parallel zur Fassade erhält der Verankerungspunkt in Achse 1 mit 6,87 kN.

6.3 Vereinfachung des statischen Systems

Untersuchungen eines räumlichen Stabwerksystems, wie in den vorangehenden Abschnitten ausgeführt, sind für die Praxis i.a. ausgeschlossen und nur im Rahmen von Forschungsarbeiten sinnvoll. Es schien im Zusammenhang mit den hier bereits durchgeführten Untersuchungen nützlich festzustellen, wie groß die Abweichungen bei den üblichen Näherungsannahmen in bezug auf Beanspruchungen und Traglasten werden.

Es wurden zwei Vereinfachungsschritte vorgenommen:

1. Räumliche Systeme:

Ohne Achsversatz zwischen Längsriegel, Querriegel und Ständer,

Längsriegelstöße werden biegesteif angenommen, es wird mit einer konstanten Drehfedersteifigkeit der Normalkupplung gerechnet.

Diese Drehfedersteifigkeit entspricht der Sekantensteifigkeit einer Last-Verdrehungskurve, bei der bei einem Moment von 50 kNcm gerade eine Verdrehung von 1° erreicht wird.

2. Ebene Systeme:

Zur Bestimmung der Traglast werden zwei ebene Systeme herangezogen:

- Ein vierfeldriges System parallel zur Fassade nach Anlage 6/7 mit bei der bei 1. angeführten Sekantensteifigkeit zur Idealisierung der Normalkupplungen und ungünstigst angenommenen Längsriegelstößen.
- Ein System aus einem Ständerpaar normal zur Fassade nach Anlage 6/8, wieder mit oben erwähnter konstanter Drehfedersteifigkeit für die Kupplungen.

Zu 1. Räumliche Systeme:

Beim 20 m hohen Grundsystem, das in den vorangegangenen Abschnitten untersucht wurde (Fall IIIA α), wurde bei

einem Traglastfaktor von $\gamma = 2,4$ an mehreren Stellen die Fließspannung überschritten. Beim vereinfachten System wird mit diesem Lastfaktor zwar auch die Fließspannung erreicht, die Traglast aber noch nicht. Die geringere Traglast des Grundsystems ist bei diesem auf die berücksichtigte Nichtlinearität der Drehfedersteifigkeit der Kupplungen zurückzuführen.

Beim 40 m hohen Gerüst wurde das vereinfachte System mit dem gleichen Lastfaktor $\gamma = 1,6$ untersucht, bei welchem das Grundsystem im Fall III Ca α bereits versagte. Hier stellt sich aus obengenanntem Grund bei dieser Laststufe noch kein Versagen ein. Die maximale Spannung beträgt $\sigma_{\max} = 21,48 \text{ kN/cm}^2$ und tritt im Stab 15 auf.

Unter einem Lastfaktor von 1,71 stellt die gewählte Sekantensteifigkeit des vereinfachten Systems eine gute Näherung dar.

Die Maximalspannung beträgt $\sigma_{\max} = 13,62 \text{ kN/cm}^2$ und tritt im Stab 25 auf (zum Vergleich $\sigma_{\max} = 14,06 \text{ kN/cm}^2$ beim Grundsystem im Fall III Aa α mit 30 cm Verankerungslänge).

Der Ort der Maximalspannung ist nicht mehr der gleiche wie beim Grundsystem, da dort am Lasteinleitungspunkt ein Moment aus Außermitteigkeit hinzukommt. Das Grundsystem weist aber durch den Achsversatz der einzelnen Gerüstrohre eine Art Vierendeeltragwirkung auf, wodurch das Tragverhalten günstiger wird. Diese zwei Effekte heben sich für den Betrag der Maximalspannung ungefähr auf.

Zu 2. Ebene Systeme:

Das System aus Anlage 6/7 liegt sowohl bei der Schnittgrößenermittlung unter γ -fachen ($\gamma = 1,71$) Lasten als auch beim Traglastfaktor auf der unsicheren Seite.

Besonders die Größe des Traglastfaktors ($\gamma_T = 5,4$) läßt dies erkennen; hier wirkt sich, wie auch schon unter 1. erwähnt, die konstante Drehfedersteifigkeit der Kupplungen stark aus.

Bei diesem System wurde zusätzlich zur Traglast bei Schiefstellung der Ständer und unter horizontaler Windlast noch die ideale Knicklast gesucht. Sie liegt bei einem Lastfaktor von 7,4 , d.h. die Knicklänge des höchstbeanspruchten Ständers liegt bei 2,44 m, gemittelt über alle Ständer beträgt die Knicklänge 2,98 m.

Das andere untersuchte ebene System normal zur Fassade nach Anlage 6/8 liegt bei der Schnittgrößenermittlung, wie aus Anlage 6/9 zu ersehen ist, knapp auf der sicheren Seite. Für die Größe der Traglast wirkt sich wieder die konstante Kupplungssteifigkeit günstig aus, dafür fehlt aber die stabilisierende Wirkung der danebenstehenden geringer vertikal belasteten Ständerpaare des räumlichen Systems. Daraus folgt, daß dieses System auch bei der Ermittlung des Traglastfaktors mit $\gamma_T = 2,2$ geringfügig auf der sicheren Seite liegt.

6.4 Baupraktische Abweichungen der Verankerung

Diese Untersuchungen wurden an dem in Abschn. 6.3 beschriebenen vereinfachten System mit Horizontaldiagonalen (Anordnung siehe Anlage 4/3) geführt. Die Gerüsthalterlänge beträgt 30 cm. Dabei handelt es sich nicht mehr überall um einen verlängerten Querriegel, wie dies bei den Untersuchungen des Grundsystems der Fall ist. Einige Gerüsthalter werden als kurze Stäbe mit Kupplungen nur an den Innenständern gelenkig angeschlossen.

Dabei werden zwei Fälle unterschieden:

1. Sämtliche Verankerungen in 4 m Höhe werden nur am Innenständer angeschlossen. Dieser Fall wurde bei Windangriff normal zur Fassade und Schrägstellung der Mittelverankerung in 4 m Höhe untersucht. Es war festzustellen, daß bei der Größe der maximalen Schnittkräfte fast keine Änderung gegenüber dem 2. Fall auftraten, die Verschiebungen parallel zur Fassade, besonders diejenigen der Knotenpunkte in 4 m Höhe prozentual stark anwachsen, was aber bei Verschiebungsgrößen, die maximal ca. 1 cm betragen, keine große Rolle spielt.

Erwartungsgemäß werden daher auch die Verankerungskräfte parallel zur Fassade entsprechend größer, erreichen aber mit Maximalwerten von 0,4 kN noch keine nennenswerte Größe.

2. Jeweils die mittleren Verankerungen sowohl in 4 m als auch in 8 m Höhe wird nur am Innenständer mittels Normkupplung angeschlossen.

Bei dieser Untersuchung wird zusätzlich der Einfluß betrachtet, den eine Schrägstellung des mittleren Ankers in 4 m Höhe um 45° oder eine Verschiebung dieses Ankers sowohl in horizontaler als auch in vertikaler um bis zu 40 cm aus dem Knotenpunkt heraus hat. Sowohl bei Windangriff normal zur Fassade, als auch bei Windangriff parallel zur Fassade hat nur die Verschiebung des Ankers aus dem Knotenpunkt heraus einen nennenswerten Einfluß

auf die maximalen Schnittgrößen und Spannungen.

Diese erhöhen sich bei einer Verschiebung nach oben um 40 cm, wie auch nach rechts um 40 cm um dieselbe Größenordnung von ca 10 %. Anzumerken ist hierzu, daß bei einer Untersuchung der Verschiebung nach oben an einem ebenen System nach Anlage 6/8 eine größere Spannungsänderung errechnet wird als beim räumlichen System, wie aus Anlage 6/9 zu ersehen ist. Der Grund hierfür ist darin zu sehen, daß sich das ebene System gemäß Anlage 6/8 auch sonst ungünstiger verhält (näheres dazu siehe Abschnitt 6.3) aufgrund der fehlenden stabilisierenden Wirkung von daneben angeordneten Ständerpaaren des räumlichen Systems. Eine Verschiebung nach unten brachte wohl am Ankeranschlußpunkt Spannungsänderungen mit sich, die Maximalspannung änderte sich jedoch nicht (Anlage 6/9). Daher wurde beim räumlichen System auf eine Untersuchung der Ankerverschiebung nach unten verzichtet.

Eine Verschiebung des Ankerpunktes nach links, also in Richtung des in 4 m Höhe unverankerten Ständerzuges, wirkte sich nicht ungünstig aus. Die Schrägstellung des mittleren Ankers in 4 m Höhe brachte keine wesentlichen Veränderungen der Spannungen.

Die Verschiebungen parallel zur Fassade werden erwartungsgemäß beim Windangriff parallel zur Fassade größer, bleiben aber unter 8 mm. Die Verankerungskraft dieses schrägstehenden Ankers parallel zur Fassade wird natürlich auch größer, erreicht aber auch nur einen Maximalwert von 0,5 kN bei Lastfall Arbeitsbetrieb und Windangriff normal zur Fassade. Im Fall mit Windangriff normal zur Fassade ist noch anzumerken, daß bei schrägstehendem mittleren Anker in 4 m Höhe dieser nicht mehr die höchstbeanspruchte Verankerung darstellt. Die Ankerkräfte normal zur Fassade lagern sich zum Großteil auf den rechten äußeren Gerüstanker in 4 m Höhe um, der somit doppelt so hohe Beanspruchungen erfährt als ohne diese Schräg-

stellung des Mittelankers. Sie steigt von 0,7 auf 1,4 kN, die des schrägstehenden Mittelankers fällt von 1,3 kN (Mittelanker gerade) auf 0,4 kN.

Erklärend ist zu obigen Untersuchungen noch folgendes zu sagen:

Werden Gerüsthalter als Pendelstäbe ausgebildet, so erfahren sie bei einer Berechnung nach Theorie II. Ordnung, wie sie hier durchgeführt wird, in jedem Lastfall eine Schiefstellung; bei Windangriff normal zur Fassade durch die Verschiebung des Systems nach unten aus Imperfektionen und der Stauung aus Vertikallasten, bei Wind parallel zur Fassade zusätzlich aus der Verformung des Systems in Windrichtung. Sind diese Pendelstäbe nun entweder direkt oder indirekt durch Normalkräfte beansprucht, wirkt diese Kraft nach Theorie II. Ordnung nicht mehr orthogonal zur Fassadenebene. Damit entstehen im Ankerpunkt auch Kräfte in Fassadenebene, die je nach Druck- oder Zugbeanspruchung im Pendelstab abtreibend oder rückstellend wirken.

Die Aussagen in diesem Abschnitt 6.4 zur Wirkung den Fassadenhalterungen als Pendelstäbe auf das Tragverhalten des Gesamtgerüsts müßten durch genauere Untersuchungen am Grundsystem zugeschärft werden. Dabei könnte auch geklärt werden, ob für die kurzen Gerüstanker die Winkelidealisierung der hier verwendeten strengen Theorie II. Ordnung noch ausreicht, oder ob man Theorie III. Ordnung ($\cos. \neq 1, \sin. \neq \psi$) verwenden müßte.

Außerdem sollten dann auch die Horizontallasten aus den höheren Geschossen, die wegen der Nachgiebigkeit der Gerüsthalter nach unten weitergeleitet werden müssen, auf den 8 m-hohen Fußbereich angesetzt werden. Die Untersuchungen in diesem Abschnitt sollen lediglich einen Ansatz darstellen, den Einfluß baupraktischer Abweichungen der Verankerung von der normgerechten Ausführung aufzuzeigen. Umfassende Aussagen darüber wären Gegenstand eines ergänzenden Forschungsvorhabens.

6.5 Berechnung eines vierfeldrigen Systems

Das vierfeldrige System wurde zusätzlich zur Untersuchung herangezogen, um den Einfluß von mehreren nur federnd gehaltenen Punkten im Vergleich zu dem in der Praxis nicht so häufigen dreifeldrigen System zu studieren. Untersucht wurden die beiden Verankerungsalternativen D und E der Anlage 1/8.

Bei beiden Verankerungsrastern ist der Einfluß auf die Maximalspannung gering. Die größte Spannung tritt in 8 m Höhe im mittleren, d.h. höchst beanspruchten Ständerzug auf, also wie beim dreifeldrigen System.

Der Betrag der Maximalspannung ist in beiden Fällen mit $\sigma = 12,54 \text{ kN/cm}^2$ sogar etwas kleiner als im entsprechenden Fall IIIAa α , Lastfall Arbeitsbetrieb, Wind \perp Fassade, des dreifeldrigen Systems, Verkehrslast in 8 m Höhe angreifend.

Auch die maximalen Verankerungskräfte sind in beiden Rastervarianten kleiner als beim Verankerungsraster A des dreifeldrigen Systems (Anlage 6/6).

6.6 Untersuchungen mit größerer Windlast

Es wurde hier der Gerüstabschnitt zwischen 20 m und 28 m eines 60 m-hohen Gerüsts bei Lastfall maximaler Wind normal zur Fassade mit dem dazugehörigen Staudruck von $q = 1,1 \text{ kN/m}^2$ untersucht (Fall IIIC α ohne Spindel). Die Maximalspannung im Stab 25 lag mit $\sigma_{\text{max}} = 23,5 \text{ kN/cm}^2$ noch unter der Fließgrenze, aber deutlich höher als bei Untersuchungen des Fußbereichs mit größeren Normalkräften und kleineren Horizontallasten. Maßgeblich ist trotzdem i.a. der Fußbereich bei Anwendung von Fußspindeln, da hier die großen Normalkräfte ein Stabilitätsversagen hervorrufen, ehe die Fließgrenze in einem Ständer erreicht ist.

Nur im Falle eines 60 m-Gerüsts, dessen oberste 2 m unverankert sind, ist dieser obere Bereich maßgeblich, und es zeigt sich, daß in diesem Fall das Gerüst bei Verankerungsraster C (alle 4 m durchlaufend verankert) keine ausreichende Standsicherheit aufweist.

7. Gerüstbohlen

7.1 Allgemeine Angaben

Zur Zeit wird die Verwendung von Gerüstbrettern und -bohlen durch DIN 4420, Teil 1, Tabelle 5 geregelt.

Die Einführung von Teilflächenlasten für die Gerüstgruppen 4 - 6, die Erhöhung der Einzellasten von bisher 1,0 kN auf 1,5 kN bzw. 1,5 kN auf 3,0 kN mit größerer Belastungsfläche der Einzellasten - sowie die zusätzliche Begrenzung der Durchbiegungen unter Verkehrslast auf 25 mm (20 mm) gemäß Entwurf der Neufassung DIN 4420 (CEN-Entwurf) erfordern eine Neuberechnung der gesamten Tabelle.

Die oben angezogenen und im Folgenden bezeichneten Gerüstgruppen entsprechen dem Entwurf der Neufassung DIN 4420, Stand Sept. 1983 (Anlage 7/1). Um sämtlichen Forderungen zu genügen, sind 5 Grenzbedingungen zu untersuchen.

1. Gleichmäßig verteilte Ersatzlast P: vorh $\sigma_{g+p} \leq \text{zul } \sigma$
2. Einzellast P: vorh $\sigma_{g+p} \leq \text{zul } \sigma$
3. Teilflächenlast P_c : vorh $\sigma_{g+p_c} \leq \text{zul } \sigma$ (nur für CEN-Gerüstgruppen 4 bis 6)
4. Einzellast P: vorh $f_p \leq 1/100$
5. Einzellast P: vorh $f_p \leq 25 \text{ mm}$ (bzw. 20 mm nach CEN-Vorschlag).

Für die Ermittlung der Grenzstützweiten werden folgende alternative Lastannahmen für Einzellasten getroffen:

		DIN 4420 Gruppe 1 und 2	CEN bzw. DIN E 4420 Gruppen 1 - 3	DIN 4420 Gruppe 3 und 4	CEN bzw. DIN E 4420 Gruppen 4 - 6
Last	kN	1,0	1,5	1,5	3,0
Verteilungsfläche	m ²	0,2 x 0,2	-	0,2 x 0,2	-
Verteilungslänge	m	-	0,5	-	0,5

Die Erhöhung der Einzellasten von 1,0 kN auf 1,5 kN bzw. von 1,5 kN auf 3,0 kN wurde vor allem im Hinblick auf die dynamischen Wirkungen beim Gehen oder Laufen auf den Belägen bzw. beim Anheben oder Absetzen von Lasten erforderlich. Anlage 7/3 zeigt den Mitschrieb eines Wegaufnehmers, welcher in Feldmitte einer Sperrholzrahmentafel, $l = 3,03$ m, angeordnet war, bei Belastung derselben durch einen Stein (Gewicht 32 kg), durch einen Mann (Gewicht 84 kg) zusätzlich zum Stein und bei Aufheben und Absetzen der Last. Dem Vergleich der Durchbiegungen ist zu entnehmen, daß in diesem Falle ein Stoßfaktor von 1,48 aufgetreten ist. Weitere Versuche ergaben für ähnliche Lastfälle Stoßfaktoren zwischen 1,3 bis 2,0. Diese Stoßfaktoren sind von vielen Parametern, u.a. auch von den Steifigkeiten der Beläge, abhängig. Man beachte hierzu den Hinweis in [2.1], Seite 231.

Unter kurzfristiger Einwirkung dürfen u.E. die höheren Holzfestigkeiten bei der Bemessung der Gerüstbohlen berücksichtigt werden. Daher wurde die zulässige Beanspruchung für Biegung mit $\text{zul } \sigma_B = 12 \text{ N/mm}^2$ für den Lastfall Einzellast (1,5 kN für Gerüstgruppen 1 bis 3 bzw. 3,0 kN für Gerüstgruppen 4 bis 6) angesetzt.

Für die Bemessung unter gleichmäßig verteilter Ersatzlast bzw. unter Teilflächenlast gilt wie bisher
zul $\sigma_B = 10 \text{ N/mm}^2$.

Anlage 7/2 enthält eine Tabelle der Querschnittswerte und der zulässigen Verkehrslast-Biegemomente von Gerüstbohlen unter Berücksichtigung der genannten zulässigen Biegespannungen von Nadelholz der Güteklasse II.

7.2 Gerüstgruppe 3 nach CEN und DIN E 4420

7.2.1 Gleichmäßig verteilte Ersatzlast $p = 2,0 \text{ kN/m}^2$

Bohlenbreite b_1

$$\max M_p = \frac{1}{8} p \cdot b_1 l^2 = \frac{2,0}{8} b_1 l^2 = 0,25 b_1 l^2$$

$$\text{zul } M_p = \alpha - \beta l^2$$

$$\text{zul } l = \sqrt{\frac{\alpha}{\beta + 0,25 b_1}}$$

7.2.2 Einzellast $P = 1,0 \text{ kN}$

Verteilungsfläche $0,20 \times 0,20 \text{ m}^2$

Die Außermittigkeit der Last wird vernachlässigt.

Verteilungslänge $c = 0,20 \text{ m}$.

$$\max M_p = \frac{1}{8} P (2 l - c) = 0,250 l - 0,0250$$

$$\text{zul } l = \sqrt{\left(\frac{0,125}{\beta}\right)^2 + \frac{\alpha + 0,0250}{\beta}} - \frac{0,125}{\beta}$$

7.2.3 Einzellast $P = 1,5 \text{ kN}$

Verteilungslänge $c = 0,50 \text{ m}$

$$\max M_p = 0,375 l - 0,09375$$

$$\text{zul } l = \sqrt{\left(\frac{0,1875}{\beta}\right)^2 + \frac{\alpha + 0,09375}{\beta}} - \frac{0,1875}{\beta}$$

7.2.4 Durchbiegungsbegrenzung unter Einzellast

$$f = \leq \frac{1}{100} \quad \text{bzw.} \quad f \leq 25 \text{ mm (20 mm)}$$

$$f = \frac{P l^3}{384 EI} [8 - 4 \left(\frac{c}{l}\right)^2 + \left(\frac{c}{l}\right)^3]$$

$$P = 1,5 \text{ kN}, \quad c = 0,50 \text{ cm}$$

7.2.5 Zusammenfassung

Die Grenzstützweiten sind tabellarisch in Anlage 7/4 aufgelistet und in Anlage 7/5 dargestellt.

7.3 Gerüstgruppen 1 und 2 nach CEN und DIN E 4420

Einzellasten- und Durchbiegungsbegrenzung wie in Gerüstgruppe 3.

Gleichmäßig verteilte Ersatzlast:

$$\begin{aligned} \text{Gerüstgruppe 1:} \quad p &= 0,75 \text{ kN/cm}^2 \\ \text{zul } l &= \sqrt{\frac{\alpha}{\beta + 0,09375 \cdot b_1}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gerüstgruppe 2:} \quad p &= 1,5 \text{ kN/cm}^2 \\ \text{zul } l &= \sqrt{\frac{\alpha}{\beta + 0,1875 \cdot b_1}} \end{aligned}$$

Die Grenzstützweiten sind in Anlage 7/6 aufgelistet und in Anlage 7/5 dargestellt.

7.4 Gerüstgruppe 4 nach CEN und DIN E 4420

7.4.1 Gleichmäßig verteilte Ersatzlast $p = 3,0 \text{ kN/m}^2$

$$\text{zul } l = \sqrt{\frac{\alpha}{\beta + 0,375 \cdot b_1}}$$

7.4.2 Einzellast $P = 3,0 \text{ kN}$

Verteilungslänge $c = 0,50 \text{ m}$

bzw. $\min P$ bei $c \cdot b_1 < 0,5 \times 0,5$: $\min P = 1,5 \text{ kN}$

$$P \cdot \frac{b_1}{c} \geq 3,0: \quad \max M_p = 0,75 l - 0,1875$$

$$\text{zul } l = \sqrt{\left(\frac{0,375}{\beta}\right)^2 + \frac{\alpha + 0,1875}{\beta}} - \frac{0,375}{\beta}$$

$$3,0 \geq P \cdot \frac{b_1}{c} \geq 1,5: \quad \max M_p = 1,5 \cdot b_1 \cdot l - 0,375 \cdot b_1$$

$$\text{zul } l = \sqrt{\left(\frac{0,75 \cdot b_1}{\beta}\right)^2 + \frac{\alpha + 0,375 \cdot b_1}{\beta}} - \frac{0,75 \cdot b_1}{\beta}$$

$\min P = 1,5 \text{ kN}$: wie Gerüstgruppe 3

7.4.3 Teilflächenlast $p_c = 5,0 \text{ kN/cm}^2$

$$\frac{\text{Teilfläche } A_c}{\text{Gerüstfläche } A} = 0,4$$

$$c \cdot b_1 = A_c = 0,4 \cdot A = 0,4 \cdot l \cdot b$$

$$c = 0,4 \cdot l \cdot \frac{b}{b_1}$$

$$c < l: \quad P_c = p_c \cdot c \cdot b_1$$

$$\begin{aligned} \max M_p &= 0,4 \cdot b \cdot l^2 \cdot p_c \left[0,25 - 0,05 \cdot \frac{b}{b_1}\right] \\ &= 2 \cdot b \cdot l^2 \left[0,25 - 0,05 \cdot \frac{b}{b_1}\right] \end{aligned}$$

$$\text{zul } l = \sqrt{\frac{\alpha}{2 \cdot b (0,25 - 0,05 \cdot \frac{b}{b_1}) + \beta}}$$

$$c > l: \quad \max M_p = p_c \cdot b_1 \cdot \frac{l^2}{8} = 0,625 \cdot b_1 \cdot l^2$$

$$\text{zul } l = \sqrt{\frac{\alpha}{\beta + 0,625 \cdot b_1}}$$

7.4.4 Durchbiegungsbegrenzung unter Einzellast

$$f \leq 1/100 \quad \text{bzw. } f \leq 25 \text{ mm (20 m)}$$

$$P = 3,0 \text{ kN} \quad c = 0,5 \text{ m}$$

$$b_1 \geq 0,5 \quad : \quad P = 3,0 \text{ kN}$$

$$0,5 \geq b_1 \geq 0,25 \quad : \quad P = 3,0 \cdot \frac{b_1}{c}$$

$$b_1 \leq 0,25 \quad : \quad P = P_{\min} = 1,5 \text{ kN}$$

7.4.5 Zusammenfassung

Die Grenzstützweiten sind in Anlage 7/7 dargestellt und in Anlage 7/7 tabellarisch aufgelistet.

7.5 Gerüstgruppe 5 nach CEN und DIN E 4420

Einzellasten- und Durchbiegungsbegrenzung wie in Gerüstgruppe 4.

Gleichmäßig verteilte Ersatzlast:

$$p = 4,50 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{zul } l = \sqrt{\frac{\alpha}{\beta + 0,5625 \cdot b_1}}$$

Teilflächenlast:

$$p_c = 7,5 \text{ kN/m}^2; \quad \frac{\text{Teilfläche } A_c}{\text{Gerüstfläche } A} = 0,4$$

$$c < 1: \quad \text{zul } 1 = \sqrt{\frac{\alpha}{3 \cdot b \left(0,25 - 0,05 \cdot \frac{b}{b_1}\right) + \beta}}$$

$$c > 1: \quad \text{zul } 1 = \sqrt{\frac{\alpha}{\beta + 0,9375 \cdot b_1}}$$

Die Grenzstützweiten sind in Anlage 7/9 dargestellt und
in Anlage 7/10 tabellarisch aufgelistet.

7.6 Gerüstgruppe 6 nach CEN und DIN E 4420

Einzellasten- und Durchbiegungsbegrenzung
wie in Gerüstgruppe 4.

Gleichmäßig verteilte Ersatzlast:

$$p = 6,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{zul } 1 = \sqrt{\frac{\alpha}{\beta + 0,75 \cdot b_1}}$$

Teilflächenlast:

$$p_c = 10,0 \text{ kN/cm}^2; \quad \frac{\text{Teilfläche } A_c}{\text{Gerüstfläche } A} = 0,5$$

$$c < 1: \quad \text{zul } 1 = \sqrt{\frac{\alpha}{5 \cdot b \left(0,25 - 0,0625 \cdot \frac{b}{b_1}\right) + \beta}}$$

$$c > 1: \quad \text{zul } 1 = \sqrt{\frac{\alpha}{\beta + 1,25 \cdot b_1}}$$

Die Grenzstützweiten sind in Anlage 7/11 dargestellt
und in Anlage 7/12 tabellarisch aufgelistet.

7.7 Zusammenfassung der Untersuchung der Gerüstbohlen

In Anlage 7/13 sind die zulässigen Stützweiten der Gerüstbohlen aufgelistet. Eine geringfügige Überschreitung der zulässigen Durchbiegung wurde in einigen gekennzeichneten Fällen in Kauf genommen.

Die angegebenen zulässigen Stützweiten gelten auch für Leitergerüste, sofern nur ein Gerüstfeld ausgelegt ist.

Werden innerhalb einer Gerüstlage die Gerüstbohlen auskragend so verlegt, daß eine gegenseitige Unterstützung vorhanden ist, dürfte eine geringfügige Erhöhung der zulässigen Stützweiten möglich sein. Dieser Fall wurde im Rahmen dieses Forschungsvorhabens nicht mehr untersucht.

8. Zusammenfassung

Die Untersuchungen wurden i.a. an einem Gerüst der Gerüstgruppe III der geltenden DIN 4420 geführt. Es wurde das Lastkonzept des Normenentwurfs DIN 4240 vom Sept. 1982 für die entsprechende Gerüstgruppe, das ist die Gerüstgruppe IV dieses Entwurfs, angesetzt. Seit Sept. 1982 wurden die Lastannahmen mehrfach, unter anderem in Anpassung an das Harmonisierungsdokument von CEN, verändert. Damit stellen die untersuchten Lastkonzepte II und III im Vergleich zum derzeitigen Entwurf der DIN 4420 auf der sicheren Seite liegende Annahmen dar. Die Lastannahmen der geltenden Norm (Lastkonzept I) wurden für die Bemessung in keinem Fall maßgebend.

Einzeluntersuchungen zeigen, daß auch Gerüste mit einem Ständerabstand von 2,50 m (bis 40 m bei Gerüstgruppe I, bis 20 m bei Gerüstgruppe II der geltenden Norm) eine ausreichende Standsicherheit aufweisen.

Alle Aussagen gelten ausschließlich für Gerüste aus Rohren ϕ 48,3 x 4,05 mm. Eine exemplarische Untersuchung am 20 m-Gerüst mit dem ungünstigsten Lastfall obengenannter Gerüstgruppe III zeigt, daß das Gerüst bei der Verwendung von Rohren mit 3,2 mm Wanddicke nicht ausreichend standsicher ist, wenn Spindeln vorhanden sind. Bei Anwendung von Fußplatten mit Dorn weist das 20 m-Gerüst eine ausreichende Standsicherheit auf, größere Gerüsthöhen wurden nicht untersucht.

Die Untersuchungen haben ergeben, daß für die Regelausführung der Stahlrohr-Kupplungs-Gerüste dieselben Bemessungsmaßstäbe wie für Gerüste besonderer Bauart gelten.

Einschränkend ist festzustellen, daß nicht alle möglichen Systemvarianten untersucht wurden.

Angaben zu den zu treffenden Systemannahmen wurden teilweise erst während der Bearbeitungszeit dieses Forschungsvorhabens festgelegt. Dazu gehören die Annahme der Ständer-

schrägstellung sowie der Einfluß der Spindeln. Erst im Dezember 1983 wurden die zu untersuchenden Werte im Merkheft "Statik" verankert. Frühere statische Berechnungen von Gerüsten besonderer Bauart lassen sowohl Vorverformungen der Stiele (unter Hinweis auf die angesetzte horizontale Ersatzlast für Montageungenauigkeiten, wie sie in der geltenden DIN 4420 gefordert wird) als auch teilweise die Spindelschiefstellung ganz außer acht (siehe [8.1]).

Zum Abschluß der Zusammenfassung erfolgt eine Auflistung der noch wünschenswerten Untersuchungen.

Baupraktische Abweichungen der Lage der Verankerungen, der Anschluß einzelner Gerüsthälter nur an den inneren Ständern bzw. an den Längsriegeln wirken sich bei Stahlrohrkupplungsgerüsten nicht wesentlich auf die Stand-sicherheit aus.

Die Regelausführung deckt somit die im Unterausschuß "Mindestanforderung der Regelausführung" des NABau AA "Arbeits- und Schutzgerüste, Gerüstbauteile" für unabdingbar gehaltenen Anforderungen ab.

Die Anforderungen der DIN 4420 (Ausgabe März 1980) werden von der Regelausführung ohne Ausnahmen erfüllt. Folgende Problemkreise konnten nicht abschließend behandelt werden:

- Die hier i.a. angesetzte $M-\phi$ -Beziehung für die Drehfedersteifigkeit der Kupplungen entspricht nicht dem ungünstigsten Fall vorliegender Untersuchungsergebnisse. Über die in Zukunft für die Rechnung anzusetzende Minimalbedingung, insbesondere was die Frage der bei Wiederbelastung auftretenden Lose betrifft, sind ergänzende Untersuchungen erforderlich.
- Zur Frage, ob bei Untersuchungen eines oberen Gerüstabschnittes mit kleinen Normalkräften und Momenten aus größerer Windbelastung als im Fußbereich die Ständerstöße nicht mehr als biegesteif betrachtet werden dürfen, fehlen entsprechende Untersuchungen.

Hier war bei genereller Annahme biegesteifer Ständerstöße i.a. der Fußbereich für die Bemessung maßgeblich.

- Bei nachgiebigen Gerüsthaltern müssen auch die Horizontallasten aus den höheren Geschossen nach unten weitergeleitet, und deshalb auf den 8 m-hohen Fußabschnitt angesetzt werden. Da i.a. mit in horizontalen Richtungen starren Wandverankerungen ohne Abstand zur Fassade gerechnet wurde, erscheint für diesen Fall die Vernachlässigung der Horizontallasten aus höheren Gerüstabschnitten gerechtfertigt.

F. Nather
(O.Prof.Dipl.-Ing.)

C. Deltz
(Dipl.-Ing.)

9. Literaturverzeichnis

- [1.1] Merkheft "Statik" Anforderungen an Fassadengerüstsysteme im Rahmen einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung. Institut für Bautechnik, Berlin, Entwurf Fassung Juli 1983.
- [1.2] 12. Entwurfs-Vorlage für ein europäisches Harmonisierungsdokument "Arbeitsgerüste aus vorgefertigten Bauteilen (Systemgerüste)", Teil 1: Werkstoffe, Gerüstbauteile, Abmessungen, Lastannahmen und sicherheitstechnische Anforderungen.
- [1.3] Nather, F. - Hagen, G. v.d.: Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben "Vorstudie zu Gerüstverankerungen" Lehrstuhl für Stahlbau der TU München, Nov. 1983.
- [2.1] Coppel, Th., Coulon, J.J. und Hohnholz, E.: Stahlrohrgerüste - Berechnung und Ausführung, Bauverlag GmbH - Wiesbaden und Berlin 1969 (mit französischsprachigem Literaturverzeichnis)
- [2.2] Klöppel, K. und Schubert, J.: Nichtlinear wirksame Drehfederkupplungen in Stahlrohrgerüsten.
Der Stahlbau 34 (1965), S. 321 - 329.
- [2.3] Klöppel, K.: Gutachten über zulässige Belastungen von zweireihigen Stahlrohrgerüsten in Abhängigkeit von Verankerungsart und Kupplungstyp: Darmstadt, den 30. Okt. 1964. Ergänzung zum Gutachten vom 30. Okt. 1964: Darmstadt, 21. Dez. 1964.
- [2.4] Lightfoot, E. and Oliveto, G.: The collapse strength of tubular steel scaffold assemblies
Proc. Instn. Civil Engineers, Part 2, 1977, 63, June pp. 311 - 329
Discussion: Part 2, 1978, 65, Mar., pp. 217 - 218
(mit zahlreichen Literaturangaben).
- [2.5] Lightfoot, E. and Bhula, D.: The Idealization of scaffold couplers for performance tests and scaffold analysis
Materiaux et Constructions Vol. 10, No. 57, May - June 1977, pp. 159 - 168.

- [2.6] Lightfoot, E. and Le Messurier, A.P.: Elastic Analysis of Frame works with elastic Connections
Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 100, No. ST6, Paper 10632, 1974, pp. 1279 - 1309.
- [2.7] Lightfoot, E. - Le Messurier, A.P.: Instability of Space Frames having elastically connected and offset Members Proceedings 2nd Int. Conference of Space Structures, University of Surrey, pp. 143 - 149.
- [2.8] Directoraat-Generaal van der Arbeit
(Ministerie van Sociale Zaken), Rapport Nr. 2140:
Die Tragfähigkeit der Ständer in Gerüstbaukonstruktionen bei verschiedenen Verankerungsschemata.
Voorburg, Niederlande, 10. September 1974.
- [2.9] Schröter, D.: Beitrag zur Ermittlung der statischen Beanspruchung von Stahlrohrgerüsten. Dissertation TU Dresden 1976.
- [2.10] Stichting Bouwresearch: Systeemsteigers B 27-3;
Rotterdam, 1982
- [2.11] Koubek, J. und Hurych, M.: Trubková lešení a pomocné trubkové konstrukce.
2. Aufl. Státní Nakladatelství Technické Literatury Prag 1963 (mit zahlreichen älteren Literaturhinweisen, vor allem aus der Tschechoslowakei).
- [2.12] Wiedmann, H.: Windbelastung von Stahlrohrgerüsten
Beton- und Stahlbetonbau (1961), S. 248 - 250.
- [2.13] Rickenstorff, G. und Schröter, D.: Beitrag zur Beanspruchung und Berechnung von Stahlrohrgerüsten. Wissenschaftliche Zeitschrift der TU Dresden 25 (1976), S. 641 - 644.
- [2.14] Schnabel, .: Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben
"Ermittlung von aerodynamischen Formbeiwerten für Fassadengerüste".
Landesgewerbeanstalt Bayern, Aerodynamische Untersuchungsstelle für bauliche Anlagen, München 1981.

- [2.15] Fricke, Th.J.: Untersuchung der Standsicherheit von Stahlrohr-Kupplungs-Gerüsten als Fassadengerüst.
Diplomarbeit Nr. 131 am Lehrstuhl für Stahlbau der TU München, München 1982.
- [2.16] Rüsck, H.: Vergleichende Reihenuntersuchungen über die Tragfähigkeit von Stahlrohrgerüst-Kupplungen.
Bericht Nr. 46 des Materialprüfungsamtes für das Bauwesen der TU München 1963.
- [2.17] Bamm, D.: Schlußbericht zum Forschungsvorhaben "Überprüfung der Annahme von Verkehrslasten für Arbeits- und Schutzgerüste" (DIN 4420), Fachgebiet Stahlbau TU Berlin, Okt. 1979
Forschungsbericht T 507, Informationsverbundzentrum Raum und Bau der Fraunhofer-Gesellschaft.
- [2.18] Völkel, G.: Zur Diskussion der Verkehrslasten für Arbeitsgerüste. Mitteilungen IfBt 11(1980), S. 33 - 39.
- [2.19] Mann, W.: Stoßkräfte aus fallenden Lasten und Personen und dadurch verursachter Bruch eines Gerüstes.
Bautechnik 56 (1979), S. 169 - 171.
- [2.20] Struck, W. und Limberger, E.: Die stoßartige Beanspruchung horizontaler Bauteile durch einen mit den Füßen aufprallenden Menschen
Bautechnik 58 (1981), S. 347 - 351.
- [2.21] Oswald, F.: Teilbericht Maurerarbeiten. Schriftenreihe "Bau- und Wohnforschung" des Bundesministers für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, Heft 04.038; Querschnittsbericht "Arbeitstechnik im Wohnungsbau", 1978.
- [2.22] Nather, F.: Arbeits- und Schutzgerüste. Abschn. 5.2 in: HÜTTE Bautechnik III, 29. Auflage, Springer-Verlag Berlin-Heidelberg-New York 1977.
- [2.23] Brand, R.E.: Falsework and Access Scaffolds in Tubular Steel
Mc Graw-Hill Book Company (UK), Ltd. Maidenhead, Berkshire, England 1975.

- [2.24] Brand, R.E.: Stability of tubular scaffolding - Some relevant stability tests on model assemblies. Civil Engineering and Public Works Review, June 1972, pp. 615 - 621.
- [2.25] Brand, R.E.: Stability of tubular scaffolding. Civil Engineering and Public Works Review, Nov. 1973, pp. 991 - 1001.
- [2.26] Leckschat, .: Arbeits- und Schutzgerüste - Die neue DIN-Norm 4420 (Teil1, Blatt 1). Bau-BG Wuppertal (1975), Heft 3, S. 110 - 121.
- [2.27] Engelke, J.: Zur idealen Knicklast von Rahmengerüsten. Dissertation Universität Hannover 1979, Gleichlautend: Schlußbericht zum Forschungsvorhaben "Weiterführung und Auswertung der Fassadengerüst-Grundsatzversuche zur Ermittlung des Tragverhaltens", Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung der Universität Hannover, März 1980.
- [2.28] Staatliche Bauaufsicht der DDR, Vorschrift 78/79: Baugerüste; Arbeits- und Schutzgerüste; Berechnung, bauliche Durchbildung (TGL 31158/02; E.12.79) Staatliche Bauaufsicht StBA4 (1980), S. 17 - 26.
- [3.1] Werner, H.: Rechnerorientierte Nachweise an schlanken Massivbauteilen
Beton- und Stahlbetonbau 73 (1978); S. 263 - 268.
- [3.2] Werner, H.: Schiefe Biegung polygonal umrandeter Stahlbetonquerschnitte
Beton- und Stahlbetonbau 69 (1974), S. 92 - 97.
- [3.3] Fink, Th. und Kreutz, J.-St.: Berechnungsverfahren nach Fließzonentheorie II. Ordnung für räumliche Rahmensysteme aus metallischen Werkstoffen.
Bauingenieur 57 (1982), S. 297 - 302.
- [3.4] Axhausen, K., Fink, Th., Katz, C., Rank, E., Stiede, J., Verschuer, Th. und Werner, H.: Die Programmkette SET, Berechnungen im konstruktiven Ingenieurbau, Benutzerhandbuch, Teile 1, 2 und 3.
Kernforschungszentrum Karlsruhe, CAD-Berichte 173, 174 und 175. 1980 - 1981.

- [4.1] Kupplungen für Stahlrohrgerüste: Bau- und Prüfgrundsätze zur Prüfzeichenerteilung. Merkblatt des Instituts für Bautechnik Berlin, Fassung April 1979.
- [4.2] Lehrstuhl für Stahlbau, TU München:
Versuchsbericht Nr. 110 vom 3. Oktober 1983: Torsionsfestigkeit verschiedener Gerüstkupplungen.
- [4.3] Ast, G.: Zwischenbericht zum Forschungsvorhaben
"Kontaktstöße in Gerüstrohren"
SIGMA Karlsruhe, Karlsruhe 1983
- [4.4] Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg: 5 Beispiele für M- ϕ -Beziehungen von Normalkupplungen für die Sitzung des UA "M- ϕ -Beziehungen" am 23.11.1984, Stuttgart 1984
- [4.5] Bundesanstalt für Materialprüfung:
M- ϕ -Diagramme von Klemmkupplungen, Berlin 1984
- [6.1] Bamm, D.: Nachweis der Tragfähigkeit durch Versuch und Rechnung.
Tagung Nr. T-40-501-041-3 "Arbeits- und Schutzgerüste DIN 4420", Haus der Technik e.V., 2.5.1983
- [8.1] Lindner, J.; Schlußbericht zum Forschungsvorhaben "Auswertung von geprüften statischen Berechnungen im Hinblick auf Rechen- und Lastannahmen", Fachgebiet Stahlbau TU Berlin, Sept. 1978.

10. Anlagenverzeichnis

- 1/1 Übersicht über die untersuchten Varianten eines Stahlrohrgerüstes der Gerüstgruppe III
- 1/2 Übersicht über Sonderuntersuchungen
- 1/3 Lastkonzepte Verkehrslast (3 Seiten)
- 1/4 Windlasten auf die unterste Gerüstlage (2 Seiten)
- 1/5 Verankerungsraster A: Verankerungen für das Gerüst bis 20 m Höhe nach DIN 4420, Ausg. März 1980 sowie nach Merkblatt "Statik" des IfBt, Fassung Juli 1983.
- 1/6 Verankerungsraster B: Verankerungen für das Gerüst über 20 m Höhe nach DIN 4420, Ausg. März 1980
- 1/7 Verankerungsraster C: Verankerungen nach Entwurf des Merkheftes "Statik" des IfBt, Fassung Juli 1983, für Höhen über 20 m.
- 1/8 Verankerungsraster des vierfeldrigen Systems (Verankerungsraster D und E)
- 1/9 Verankerungsraster A₁: Verankerungen für das Gerüst bis 20 m Höhe
- 1/10 Übersicht über die untersuchten Lastfälle
- 1/11 Eigengewichtsermittlung
- 3/1 Schnittgrößeninteraktionen M-N von Gerüstrohren
- 3/2 Ersatzmodell für die Normalkupplung Kraft-Verformungs- und Spannungs-Dehnungs-Beziehung
- 3/3 Untersuchte M- ϕ -Beziehungen für die Normalkupplungen
- 3/4 Untersuchte konstante Kupplungssteifigkeiten
- 3/5 Untersuchte M- ϕ -Beziehungen mit Lose
- 3/6 Einfluß verschiedener Drehfedersteifigkeiten von Normalkupplungen auf die Traglast
- 4/1 Knotenpunkt
Verbindung von Längs- und Querriegel mit Ständer
- 4/2 Systemannahmen
Spindelschrägstellung und Schiefstellung der Ständer nach Merkheft "Statik"
- 4/3 Anordnung der Horizontaldiagonalen
- 5/1 Stabnumerierung Grundsystem
- 5/2 Gerüsthöhe 20 m - Grundsystem: Höchstbeanspruchte Stäbe und maximale Spannungen.

- 5/3 Gerüsthöhe 20 m - Fall III Aa α , LF Arbeitsbetrieb,
Wind \perp Fassade;
Normalkräfte und Biegemomente M_y , M_z des höchstbeanspruchten Ständerzugs (3 Seiten)
- 5/4 Gerüsthöhe 20 m - Fall III Aa β , LF Arbeitsbetrieb, Wind
 \perp Fassade;
Normalkräfte und Biegemomente M_y , M_z des höchstbeanspruchten Ständerzugs (3 Seiten)
- 5/5 Gerüsthöhe 20 m - Fall III Aa γ , LF Arbeitsbetrieb, Wind
 \perp Fassade;
Normalkräfte und Biegemomente M_y , M_z des höchstbeanspruchten Ständerzugs (3 Seiten)
- 5/6 Gerüsthöhe 20 m - Grundsystem
Horizontallasten (Wind \parallel Fassade), horizontale Verankerungs- und Auflagerkräfte sowie Diagonalstabkräfte (Fall III Aa α)
- 5/7 Gerüsthöhe 40 m - Grundsystem
Höchstbeanspruchte Stäbe und maximale Spannungen
- 5/8 Gerüsthöhe 40 m - Grundsystem:
Horizontallasten (Wind \parallel Fassade), horizontale Verankerungs- und Auflagerkräfte sowie Diagonalstabkräfte (Fall III Ca α)
- 5/9 Gerüsthöhe 60 m - Grundsystem:
Höchstbeanspruchte Stäbe und maximale Spannungen
- 5/10 Verankerungskräfte unter $\gamma = 1,71$ -fachen Lasten, Gerüsthöhe 20 m - Untersucher Fall III Aa α , LF Arbeitsbetrieb, Wind \perp Fassade
- 5/11 Verankerungskräfte unter $\gamma = 1,71$ -fachen Lasten, Gerüsthöhe 20 m - Untersucher Fall III Aa α , LF Maximale Windlast, Wind \parallel Fassade
- 5/12 Verankerungskräfte unter γ -fachen Lasten, Gerüsthöhe 20 m - Untersucher Fall III Aa β , LF Maximale Windlast, Wind \parallel Fassade

- 5/13 Verankerungskräfte unter γ -fachen Lasten, Gerüsthöhe
40 m, Untersuchter Fall IIIBa α /IIICa α , Wind \perp Fassade
- 5/14 Verankerungskräfte unter γ -fachen Lasten, Gerüsthöhe
40 m, Untersuchter Fall IIIBa α /IIICa α , Wind \parallel Fassade
- 5/15 Verankerungskräfte unter γ -fachen Lasten, Gerüsthöhe
60 m, Untersuchter Fall IIIBa α /IIIBb α , Wind \perp Fassade
- 5/16 Verankerungskräfte unter γ -fachen Lasten, Gerüsthöhe
60 m, Untersuchter Fall IIIBa α , Wind \parallel Fassade
- 5/17 Darstellung der Ankerkräfte (Quelle DIN 4420, Bild 3)
- 5/18 Tabelle: Maximale Verankerungskräfte [kN],
Grundsystem - Gerüsthöhe 20 m
- 5/19 Tabelle: Maximale Verankerungskräfte [kN],
Grundsystem - Gerüsthöhe 40 m
- 5/20 Tabelle: Maximale Verankerungskräfte [kN],
Grundsystem - Gerüsthöhe 60 m
-
- 6/1 Gerüsthöhe 20 m - Verankerungskräfte bei Verwendung
eines Schutzdaches
- 6/2 Gerüsthöhe 20 m - Verankerungskräfte bei Verwendung
einer Verbreiterungskonsole, 30 cm breit
- 6/3 Gerüsthöhe 20 m - Verankerungskräfte bei Verbretterung
sämtlicher Gerüstlagen
- 6/4 Stahlrohrgerüst mit Überbrückung - Gerüsthöhe 20 m
LF Arbeitsbetrieb, Wind \perp Fassade, Fall IIIAa α
- 6/5 Gerüsthöhe 20 m - Verankerungskräfte bei Verwendung
einer Überbrückung (gemäß Anlage 6/4)
- 6/6 Gerüsthöhe 20 m - Verankerungskräfte des vierfeldri-
gen Gerüstes, Grundsystem, Fall IIIDa α /IIIEa α , Lf Ar-
beitsbetrieb Wind \perp Fassade

- 6/7 Ebenes System zur Bestimmung der Traglast ($h \leq 20$ m)
System zur Bestimmung der Federsteifigkeit c_h der horizontalen Stützung.
- 6/8 Vertikalebene \perp Fassade - Gerüsthöhe 20 m, Ebenes System, Lastfall Arbeitsbetrieb, Imperfektionen nach Anlage 4/2, Annahme 1
- 6/9 Tabelle: Vertikalebene \perp Fassade - Gerüsthöhe 20 m
Maximale Schnittgrößen und Spannungen
- 6/10 Gerüsthöhe 20 m: Baupraktische Abweichung der Verankerung
- 6/11 Gerüsthöhe 20 m: Unverankerte Gerüstlage oberhalb der obersten Verankerungsebene
- 7/1 Arbeitsgerüste: Gerüstgruppen nach Entwurf CEN und DIN 4420 (Stand 1983)
- 7/2 Querschnittswerte und zulässige Verkehrslast-Biegemomente von Gerüstbohlen
- 7/3 Dynamische Wirkungen auf die Durchbiegung einer Sperrholzrahmentafel ($l = 3,03$ m)
- 7/4 Tabelle Gerüstbohlen: Zulässige Grenzstützweiten für Gerüstgruppe 3 nach CEN und DIN E 4420
- 7/5 Gerüstbohlen: Zulässige Grenzstützweiten für Gerüstgruppe 1, 2 und 3 nach CEN und DIN E 4420
- 7/6 Tabelle Gerüstbohlen: Zulässige Grenzstützweiten für die Gerüstgruppen 1 und 2 nach CEN und DIN E 4420
- 7/7 Gerüstbohlen: Zulässige Grenzstützweiten für die Gerüstgruppe 4 nach CEN und DIN E 4420

- 7/8 Tabelle Gerüstbohlen: Zulässige Grenzstützweiten für die Gerüstgruppe 4 nach CEN und DIN E 4420
- 7/9 Gerüstbohlen: Zulässige Grenzstützweiten für die Gerüstgruppe 5 nach CEN und DIN E 4420
- 7/10 Tabelle Gerüstbohlen: Zulässige Grenzstützweiten für die Gerüstgruppe 5 nach CEN und DIN E 4420
- 7/11 Gerüstbohlen: Zulässige Grenzstützweiten für die Gerüstgruppe 6 nach CEN und DIN E 4420
- 7/12 Tabelle Gerüstbohlen: Zulässige Grenzstützweiten für die Gerüstgruppe 6 nach CEN und DIN E 4420
- 7/13 Tabelle: Zulässige Stützweiten in m für Gerüstbohlen nach Entwurf DIN 4420

- 8/1 Tabelle: Regelausführungen für Fassadengerüste aus Stahlrohren

Kupplungen			Lastkonzept			Spindel-schräg-stellung		Gerüsthöhe					
übertragen keine Torsionsmomente, keine Horizontal-diagonalen	übertragen keine Torsionsmomente, mit Horizontal-diagonalen	übertragen Torsionsmomente, keine Horizontal-diagonalen	März 80	Jan.82	Sept.82	ja	nein	≤ 20 m 40 m ≤ 60 m ≤ 20 m					
								Verankerungskonzept					
						*		A	B	C	B	C	A ₁
α			I	II	III	a		-	x	x	x	x	-
						b	x	-	-	x	x	-	
						a	-	-	-	x	-	-	
						b	x	-	-	x	-	-	
						a	x	x	x	x	x	x	
						b	-	-	x	x	x	-	
β			I	II	III	a		-	x	-	-	-	-
						b	-	-	-	-	-	-	
						a	-	-	-	-	-	-	
						b	-	-	-	-	-	-	
						a	x	-	x	-	-	-	
						b	-	-	-	-	-	-	
γ			I	II	III	a		-	-	-	-	-	-
						b	-	-	-	-	-	-	
						a	-	-	-	-	-	-	
						b	-	-	-	-	-	-	
						a	x	-	x	-	x	-	
						b	-	-	-	-	-	-	

x - untersucht; - - nicht untersucht; * - Spindelschrägstellung gemäß Annahme 1 auf Anlage 4/2

Übersicht über die untersuchten Varianten eines Stahlrohrgerüsts der Gerüstgruppe III

Anlage 1/1 zum Abschlußbericht
"Stahlrohr-Kupplungs-Gerüste
als Fassadengerüste"

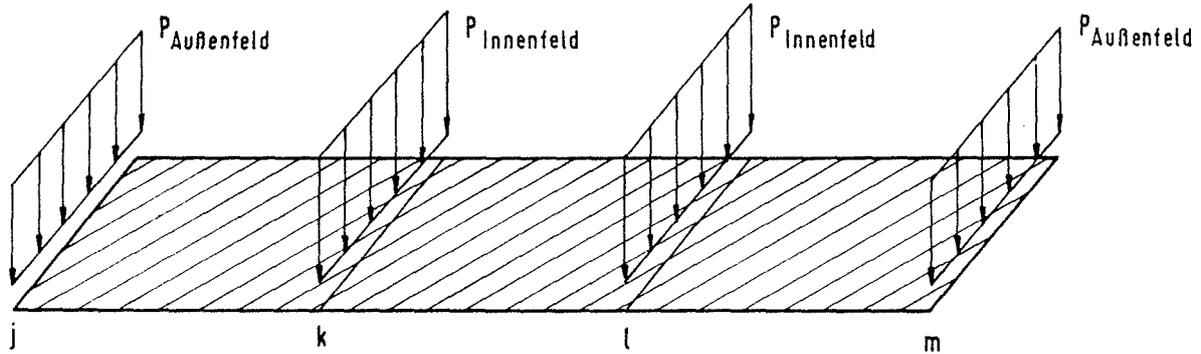
ÜBERSICHT ÜBER SONDERUNTERSUCHUNGEN

Gerüsthöhe [m]	konstruktive Varianten	Materialvarianten	Verankerungsvarianten	Systemvarianten	statische Varianten
20	Schutzdach	St 33	Gerüsthalter- kraglänge: 30 cm	4 Felder	Vereinfachtes ebenes System mit konstanter Drehfedersteifigkeit d. Kupplungen
	Verbreiterungskonsole		Kurze Gerüsthalter torsionsweich an Innenstiel außerhalb der Knotenpunkte ange-		
	Verbretterung aller Lagen		schlossen		
	Überbrückung		Kurze Gerüsthalter torsionsweich außerhalb der Knotenpunkte an Längsriegel angeschlossen		
	Aufstockung um eine Gerüstlage über oberste Verankerungsebene				vereinfachtes räumliches System mit konstanter Drehfedersteifigkeit d. Kupplungen
60		St 52-3			

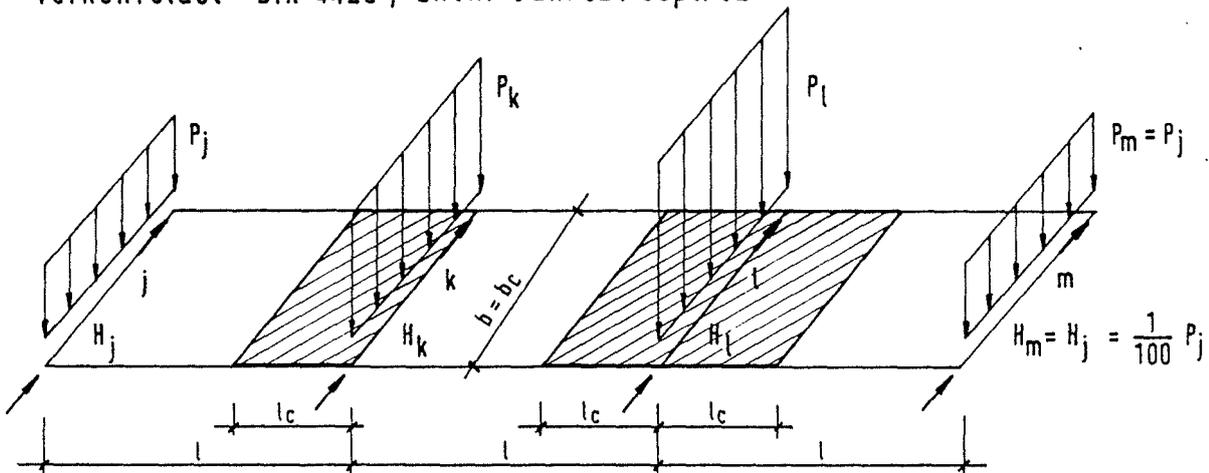
Die Materialvariante St 33 wurde beim 20 m hohen Grundsystem für den Fall III Ca α mituntersucht, die Materialvariante St 52-3 wurde beim 60 m hohen Grundsystem, ebenfalls für den Fall III Ca α , mituntersucht.

Lastkonzepte Verkehrslast

Verkehrslast DIN 4420 , Ausg. März 80



Verkehrslast DIN 4420 , Entw. Jan. 82 / Sept. 82



 Belastete Belagfläche

 EDV - Eingabe

$\frac{P_j}{P_{\text{Außenfeld}}} = \frac{P_m}{P_{\text{Außenfeld}}}$	$\frac{P_k}{P_{\text{Innenfeld}}}$	$\frac{P_l}{P_{\text{Innenfeld}}}$
0,4	1,0	1,6

für alle
Gerüsthöhen

Stahlrohr - Fassadengerüst
Stand sicherheitsuntersuchung

1. Verkehrslasten nach Vorschlag Neufassung DIN 4420, Sept. 1982Gerüstgruppe III > 40 m (l = 1,80 m)

$$A_c = \frac{A}{2,5} = \frac{1,8 \cdot 1,0}{2,5} = 0,72 \text{ m}^2$$

Maßgebliche Anordnung:

$$l_c = 0,72 \text{ m} \quad b_c = 1,0 \text{ m}$$

$$p = 7,5 \text{ kN/m}^2$$

$$P_c = 7,5 \cdot 0,72 = 5,4 \text{ kN}$$

$$P_j = \frac{P_c \cdot l_c/2}{1} = \frac{5,4 \cdot 0,72 \cdot 0,5}{1,8} = 1,08 \text{ kN} = P_m$$

$$P_k = (P_c - P_j) + P_j = 5,4 \text{ kN}$$

$$P_l = 2 \cdot (P_k - P_j) = 8,64 \text{ kN} \quad \Sigma P = 16,20 \text{ kN}$$

Gerüstgruppe III < 40 m (l = 2,00 m)

$$P_j = 1,2 \text{ kN} = P_m$$

$$P_k = 6,0 \text{ kN}$$

$$P_l = 9,6 \text{ kN} \quad \Sigma P = 18,00 \text{ kN}$$

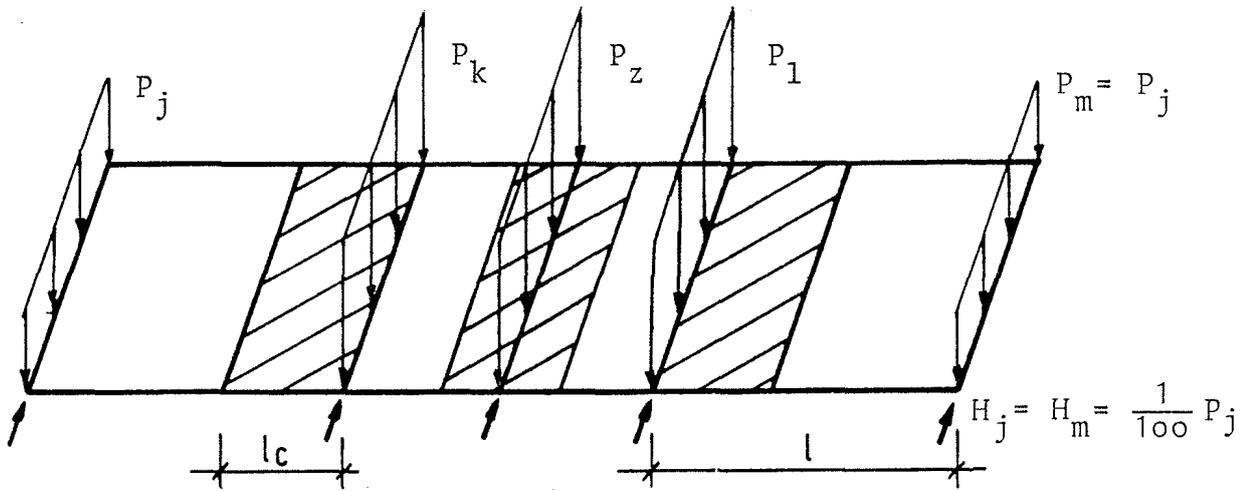
2. Verkehrslasten nach DIN 4420, März 1980Gerüstgruppe III > 40 m< 40 m

$$P_{\text{Außenfeld}} = 2,7 \text{ kN} \quad = 3,0 \text{ kN}$$

$$P_{\text{Innenfeld}} = 5,4 \text{ kN} \quad = 6,0 \text{ kN}$$

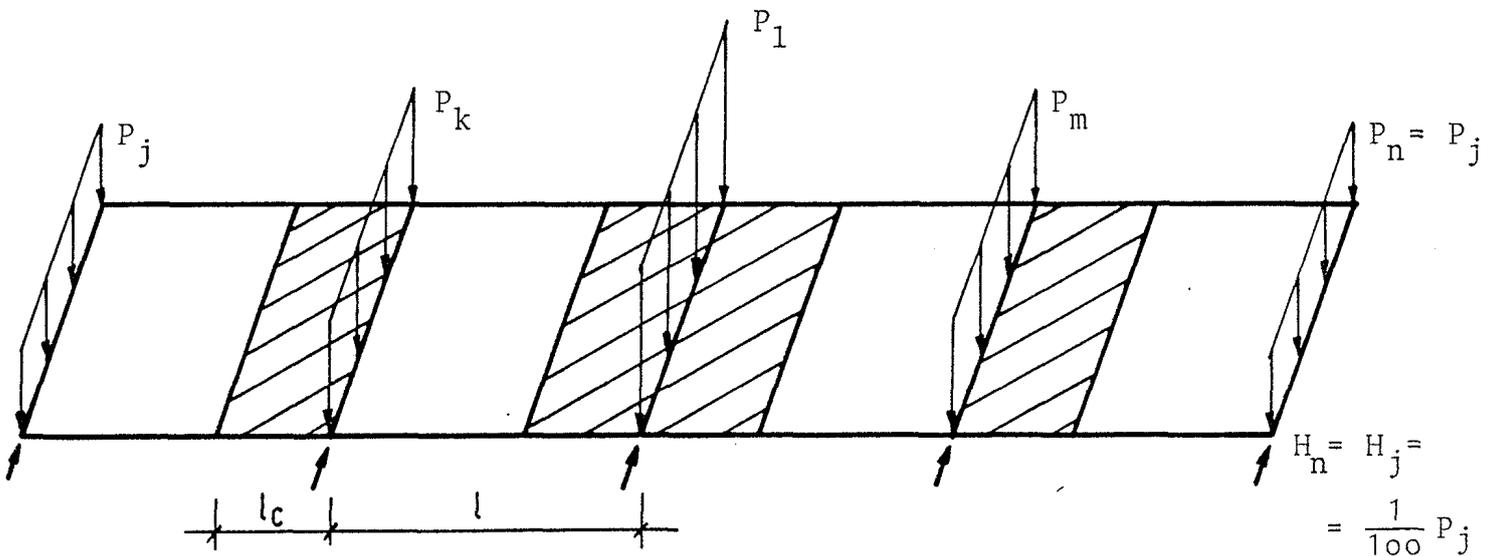
LASTVERTEILUNG MIT ZUSÄTZLICHEM QUERRIEGEL

Seite 3



$\frac{P_j}{P_{\text{Außenfeld}}} = \frac{P_m}{P_{\text{Innenfeld}}}$	$\frac{P_k}{P_{\text{Innenfeld}}}$	$\frac{P_1}{P_{\text{Innenfeld}}}$	$\frac{P_z}{P_{\text{Innenfeld}}}$
0,4	0,9	0,9	0,8

LASTVERTEILUNG BEIM 4- FELDRIGEN SYSTEM

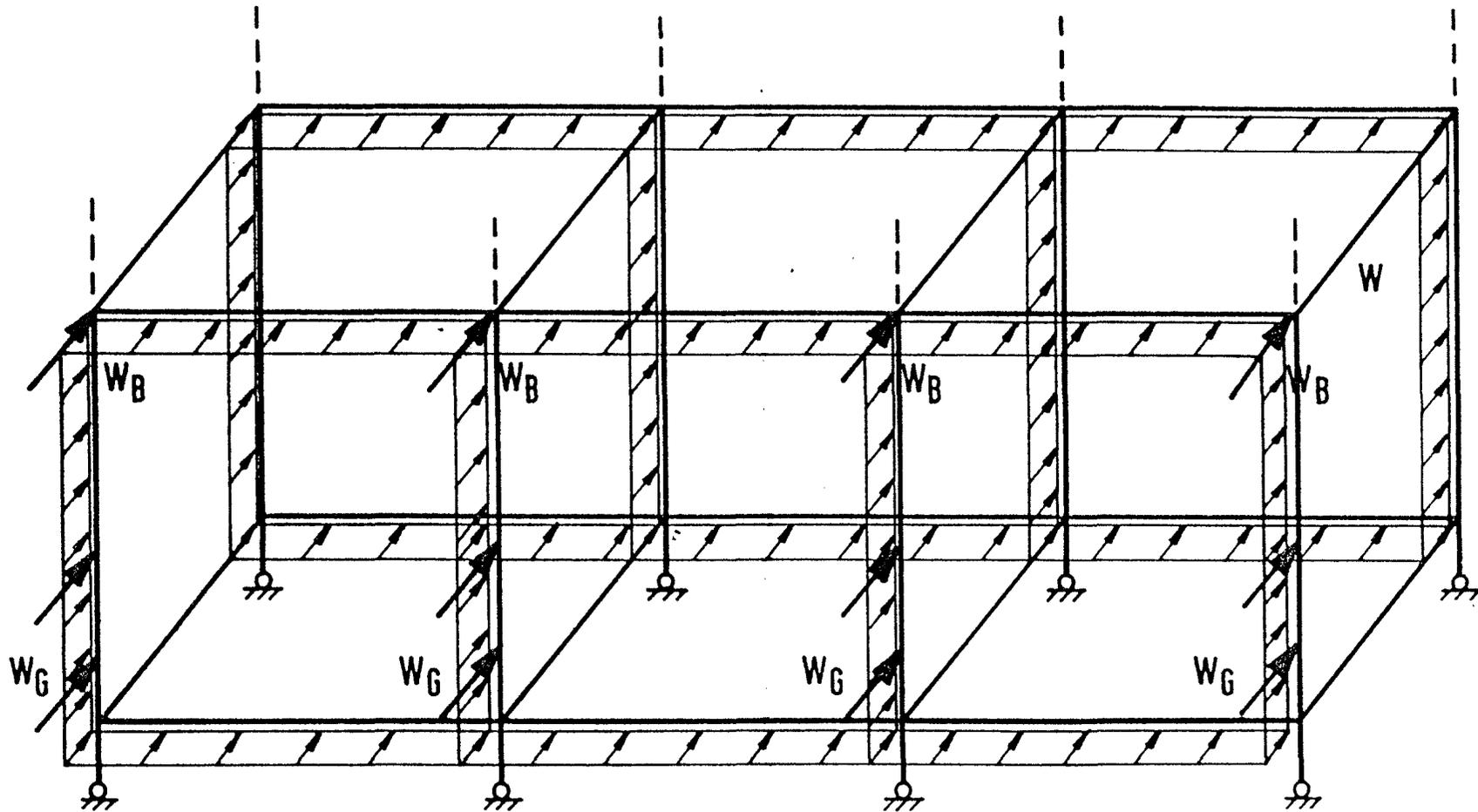


$\frac{P_j}{P_{\text{Außenfeld}}} = \frac{P_n}{P_{\text{Außenfeld}}}$	$\frac{P_k}{P_{\text{Innenfeld}}} = \frac{P_m}{P_{\text{Innenfeld}}}$	$\frac{P_1}{P_{\text{Innenfeld}}}$
0,4	1,0	1,6

 belastete
Belagfläche

 EDV- Eingabe

Windlasten auf die unterste Gerüstetage (Wind 1 Fassade)



$$W = c \cdot q \cdot A$$

$$q = 0.5 \text{ kN/m}^2$$

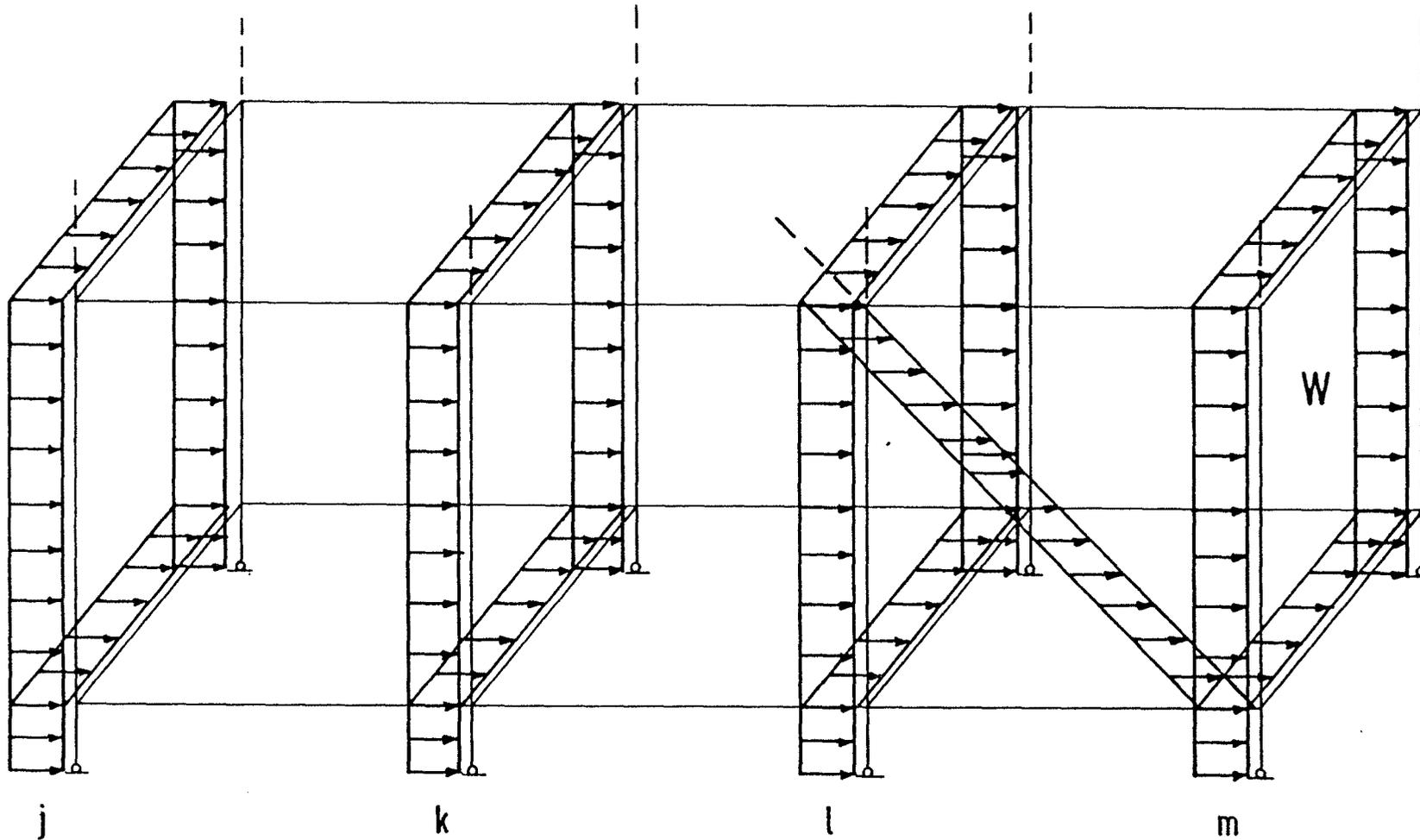
$c = 1.0$ für Lastkonzept Jan. 1982

$c = 1.2 \cdot 0.7 = 0.84$ für Lastkonzept Sept. 1982

W_B = Wind auf Bordbrett und Belag

W_G = Wind auf Geländerholme

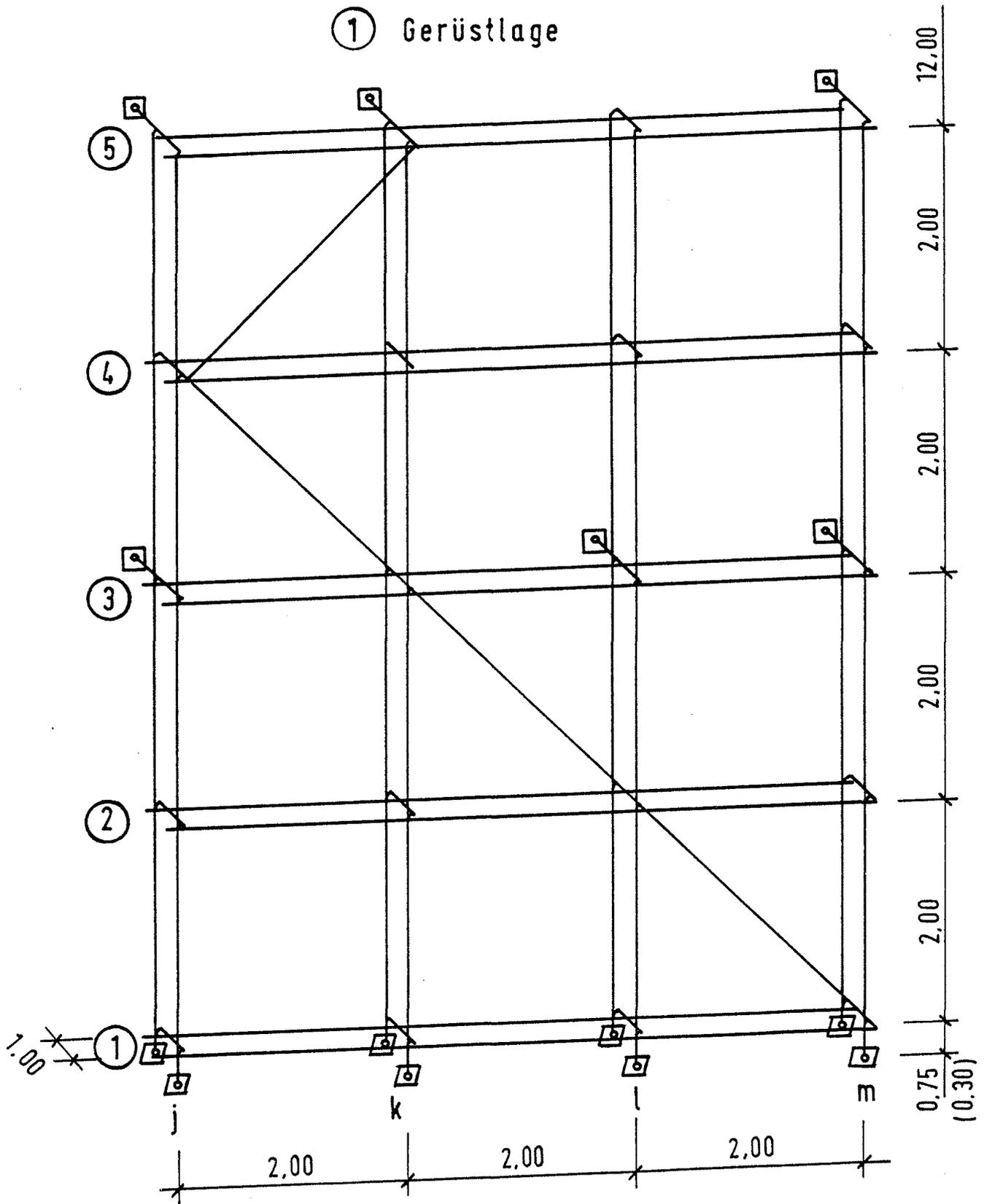
Windlasten auf die unterste Gerüstlage (Wind II Fassade)



Verankerungsraster A

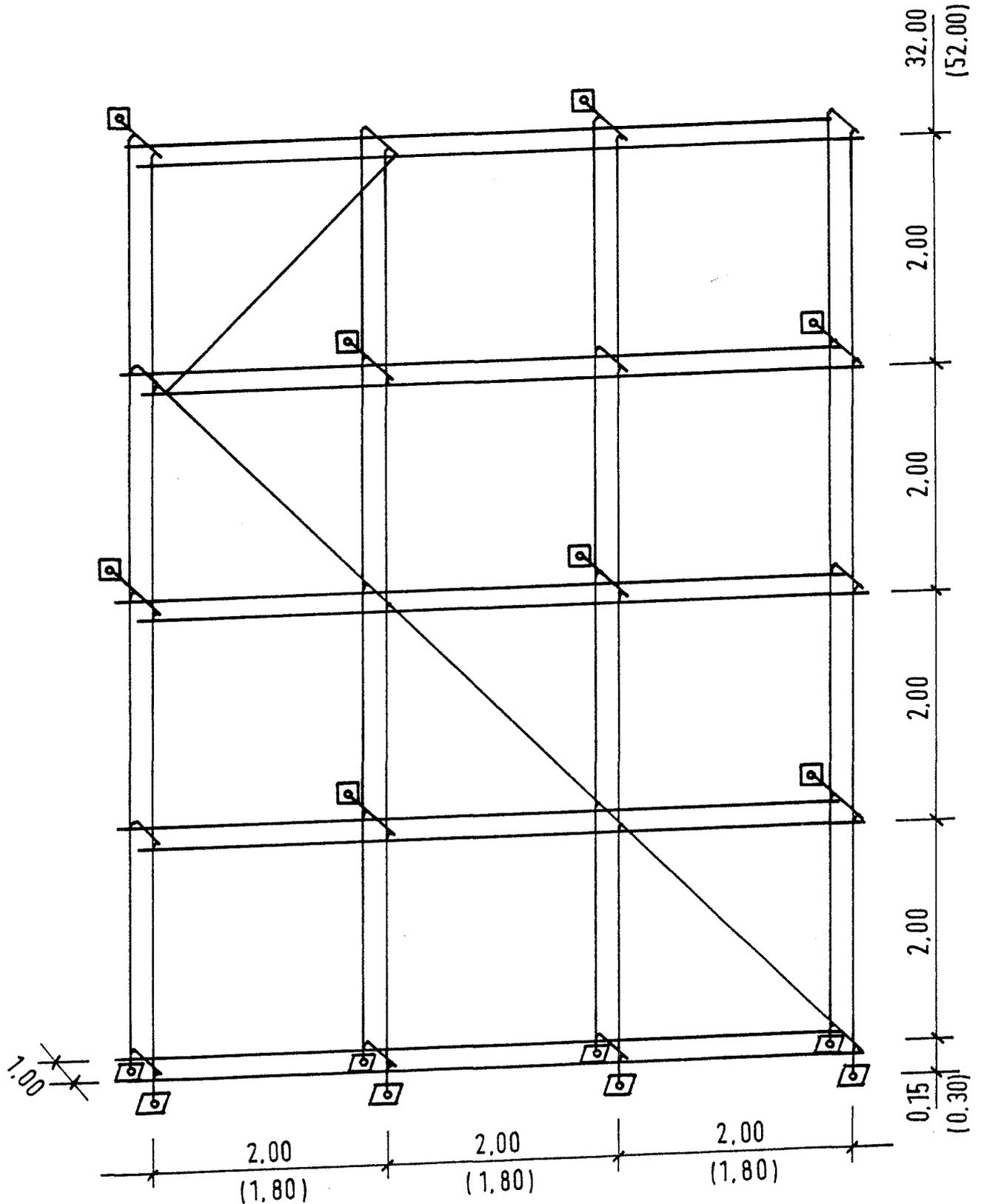
Verankerungen für das Gerüst bis 20 m Höhe
nach DIN 4420, Ausg. März 1980

① Gerüstlage



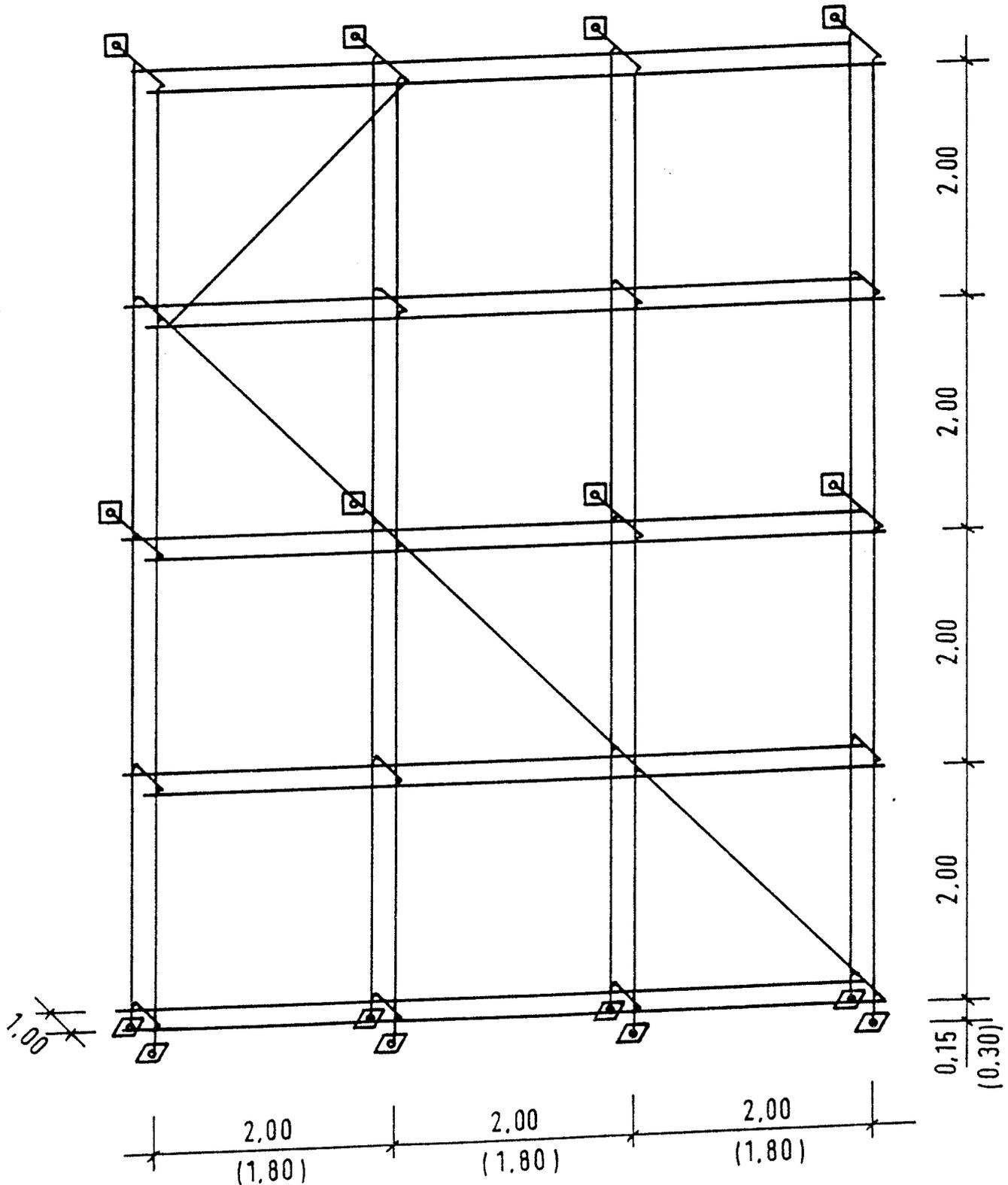
Verankerungsraster B

Verankerungen für das Gerüst über 20 m Höhe
nach DIN 4420, Ausg. März 1980 sowie nach
Merkheft "Statik" des IfBt, Fassung Juli 1983

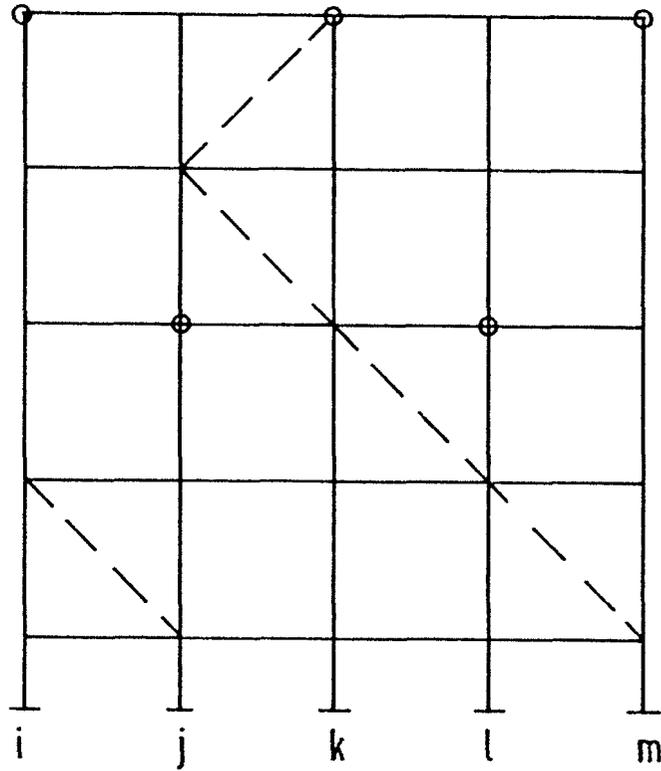


Verankerungsraster C

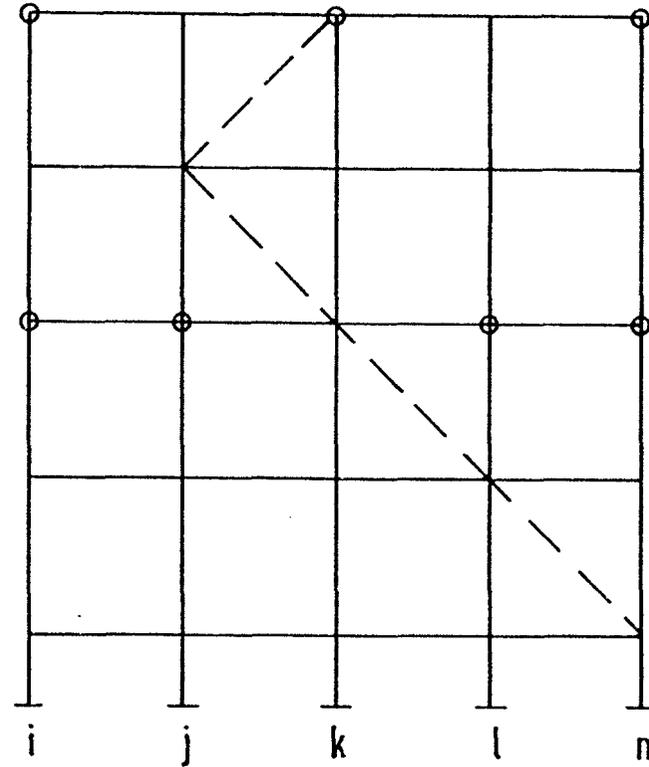
Verankerungen nach Entwurf des Merkheftes
"Statik" des IfBt, Fassung Juli 1983 für
Höhen über 20 m



Verankerungsraster des vierfeldrigen Systems



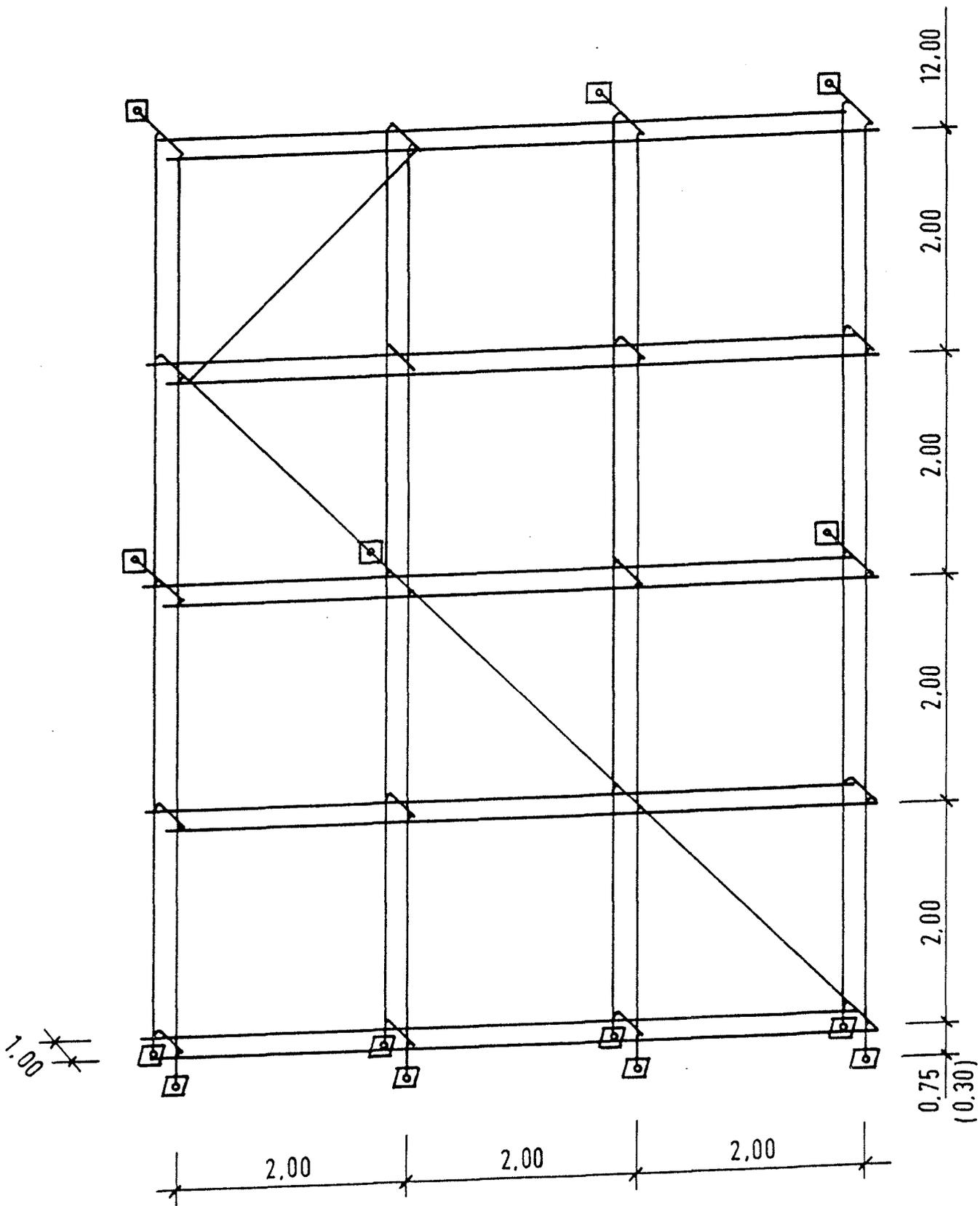
Verankerungsraster D



Verankerungsraster E

Verankerungsraster A1

Verankerungen für das Gerüst bis 20 m Höhe
nach DIN 4420, Ausg. März 1980 sowie nach
Merkheft "Statik" des IfBt, Fassung Juli 1983



Lastkonzept I	Lastkonzept II	Lastkonzept III
<p>Lastfall H $\gamma = 1,71$</p> <p>Lastfall HZ $\left\{ \begin{array}{l} \text{Wind } \perp \text{ Fassade} \\ \text{Wind } \parallel \text{ Fassade} \end{array} \right.$ $\gamma = 1,5$</p>	<p>Lastkombination 1 $\left\{ \begin{array}{l} \text{Wind } \perp \text{ Fassade} \\ \text{Wind } \parallel \text{ Fassade} \end{array} \right.$ VL 0,5 W 1,0 $\gamma = 1,71$</p> <p>Lastkombination 2 $\left\{ \begin{array}{l} \text{Wind } \perp \text{ Fassade} \\ \text{Wind } \parallel \text{ Fassade} \end{array} \right.$ VL 1,0 W 0,5 $\gamma = 1,71$</p> <p>Lastkombination 3 $\left\{ \begin{array}{l} \text{Wind } \perp \text{ Fassade} \\ \text{Wind } \parallel \text{ Fassade} \end{array} \right.$ VL 1,0 W 1,0 $\gamma = 1,5$</p>	<p>Lastfall Arbeitsbetrieb $\left\{ \begin{array}{l} \text{Wind } \perp \text{ Fassade} \\ \text{Wind } \parallel \text{ Fassade} \end{array} \right.$ VL 1,0 W $w = 250 \text{ N/m}^2$ $\gamma = 1,71$</p> <p>Lastfall maximaler Wind $\left\{ \begin{array}{l} \text{Wind } \perp \text{ Fassade} \\ \text{Wind } \parallel \text{ Fassade} \end{array} \right.$ VL 0,5 W 1,0 $\gamma = 1,71$</p>

Übersicht über die untersuchten Lastfälle

EIGENGEWICHTSERMITTLUNG

Belag: $d = 4 \text{ cm}$
 $g = 6 \cdot 0,04 = 0,24 \text{ kN/m}^2$

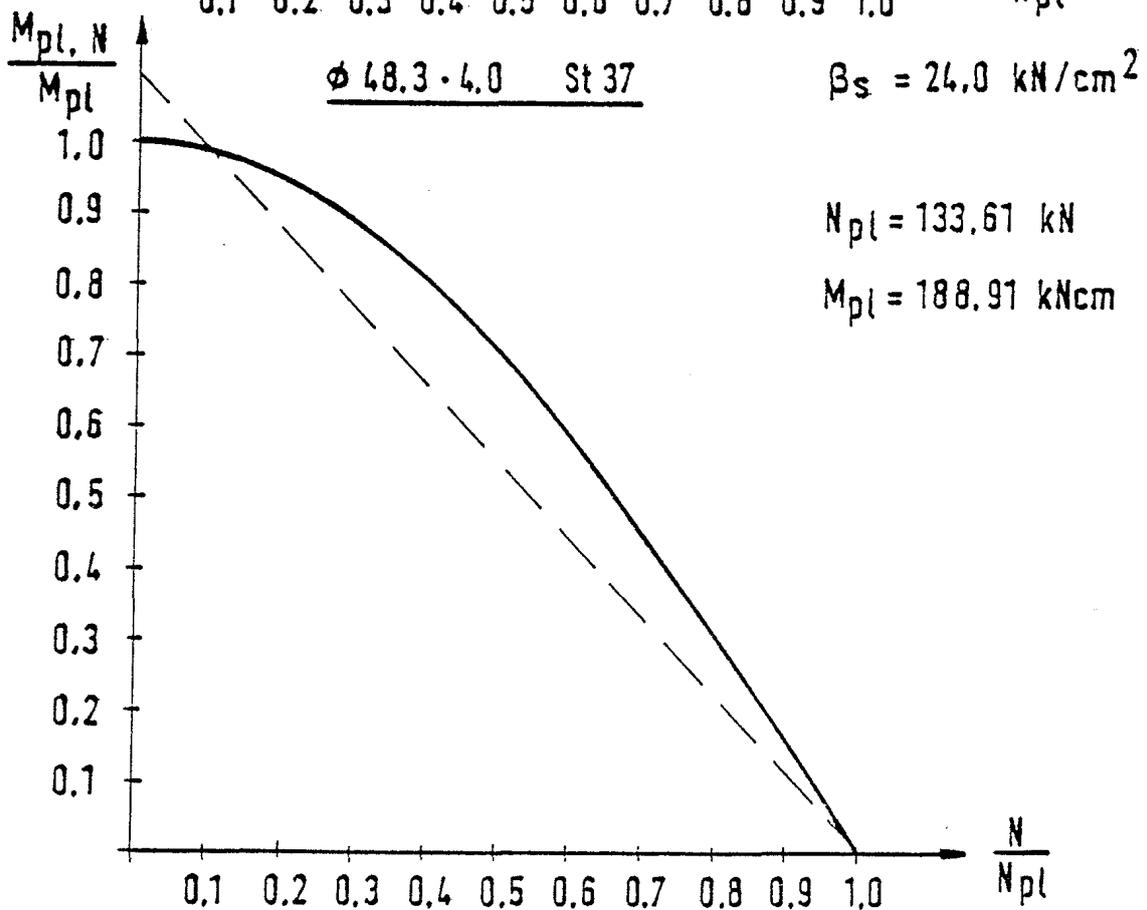
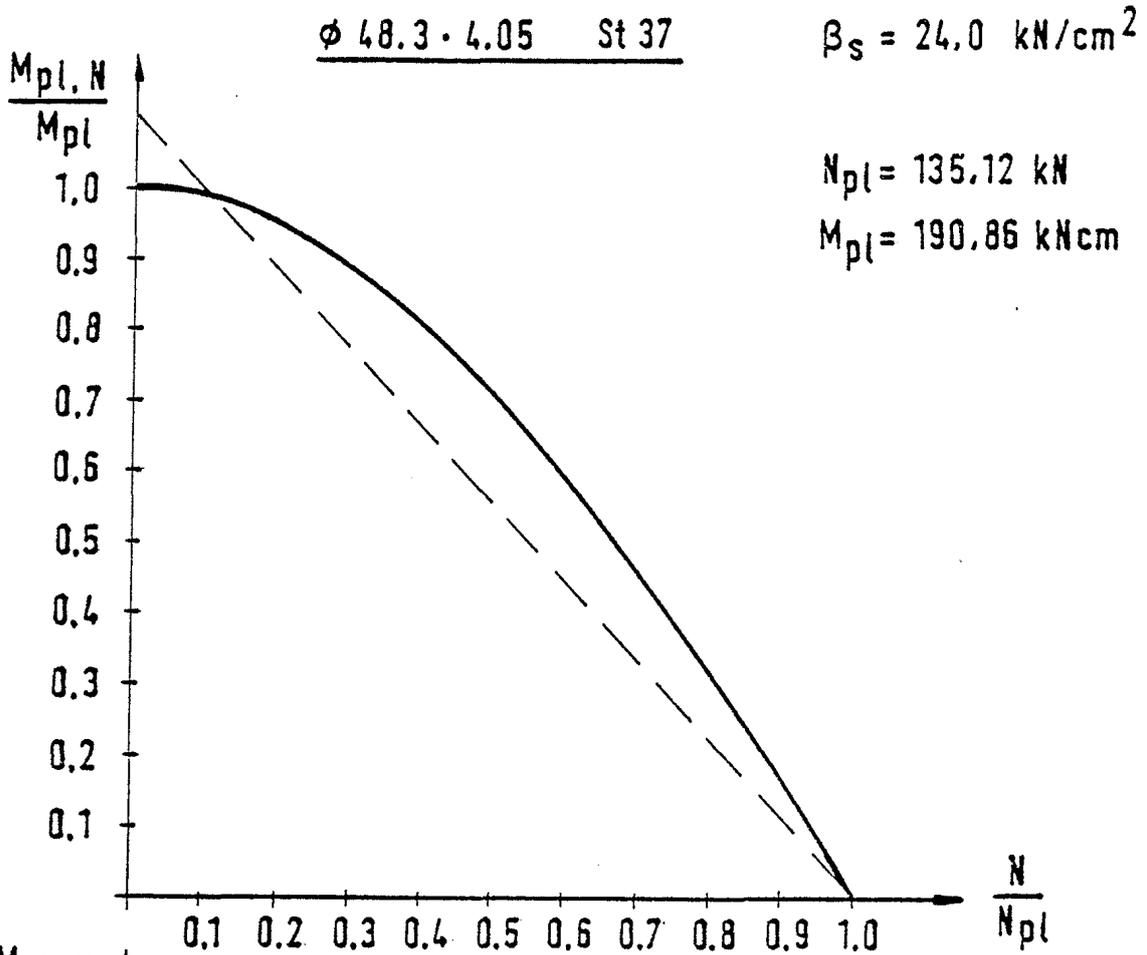
Bordbrett: $h = 10 \text{ cm}$
 $d = 4 \text{ cm}$
 $g = 6 \cdot 0,1 \cdot 0,04 = 0,024 \text{ kN/m}$

Ständer, Querriegel, Längsriegel, Diagonalen und
Geländerholme:

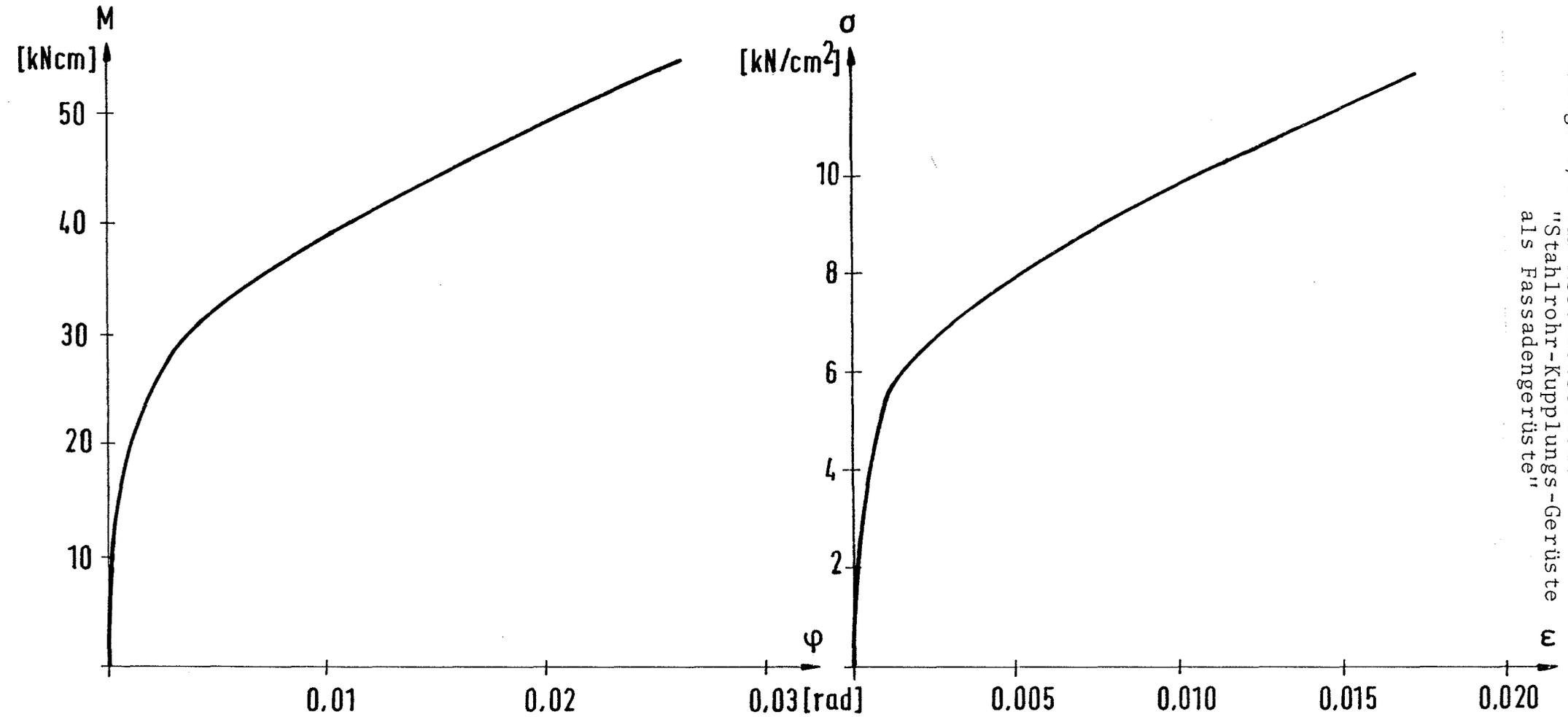
Rohr: $\phi 48,3 \cdot 4,05 \text{ mm}$
 $g = 5,63 \cdot 10^{-4} \cdot 78,5 = 0,0442 \text{ kN/m}$

Kupplungen: $g = 0,03 \text{ kN/Stück}$

Schnittgrößeninteraktion M - N von Gerüstrohren

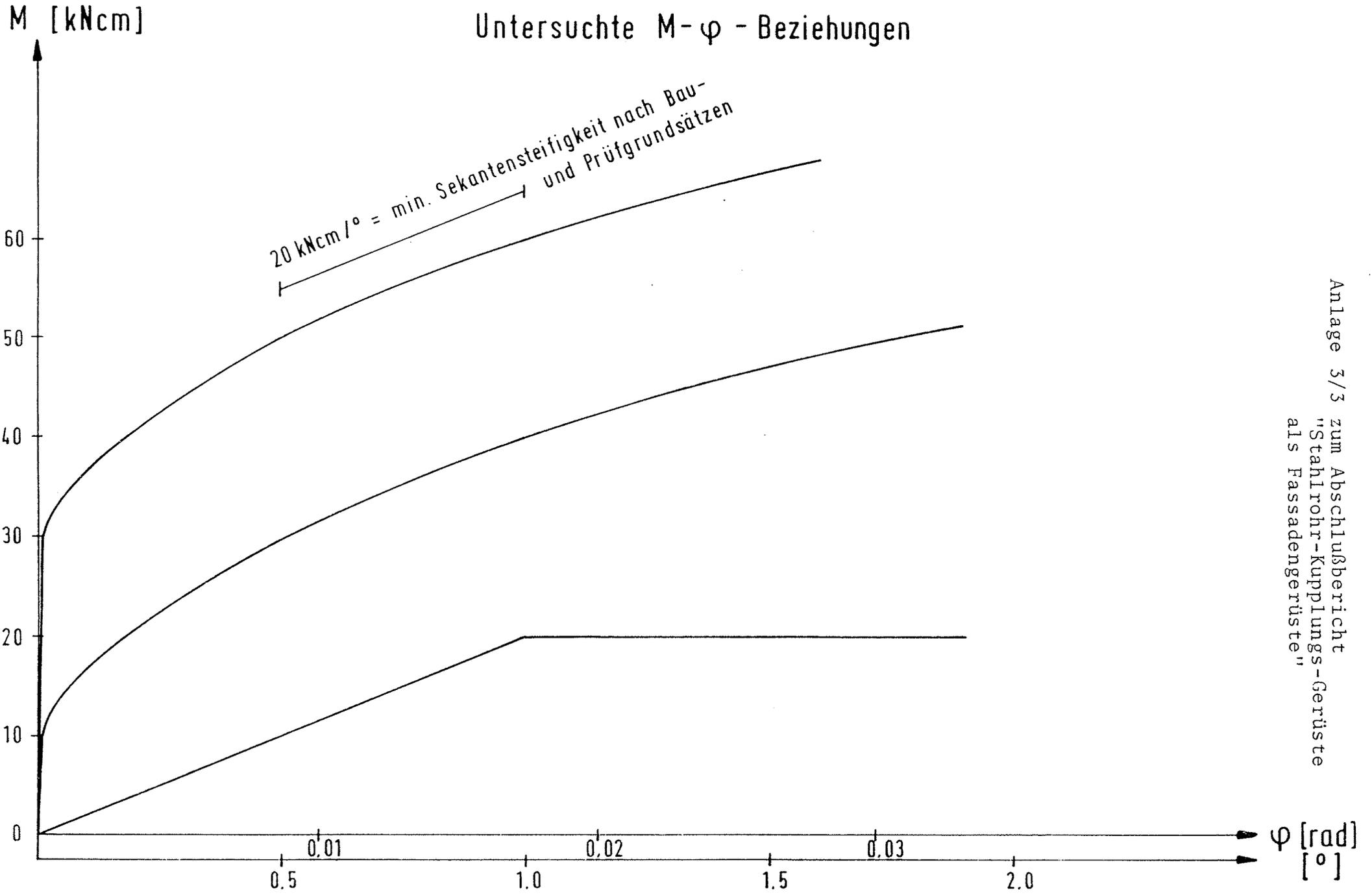


Ersatzmodell für die Normalkupplung



Anlage 3/2 zum Abschlußbericht
"Stahlrohr-Kupplungs-Gerüste
als Fassadengerüste"

Untersuchte M-φ - Beziehungen

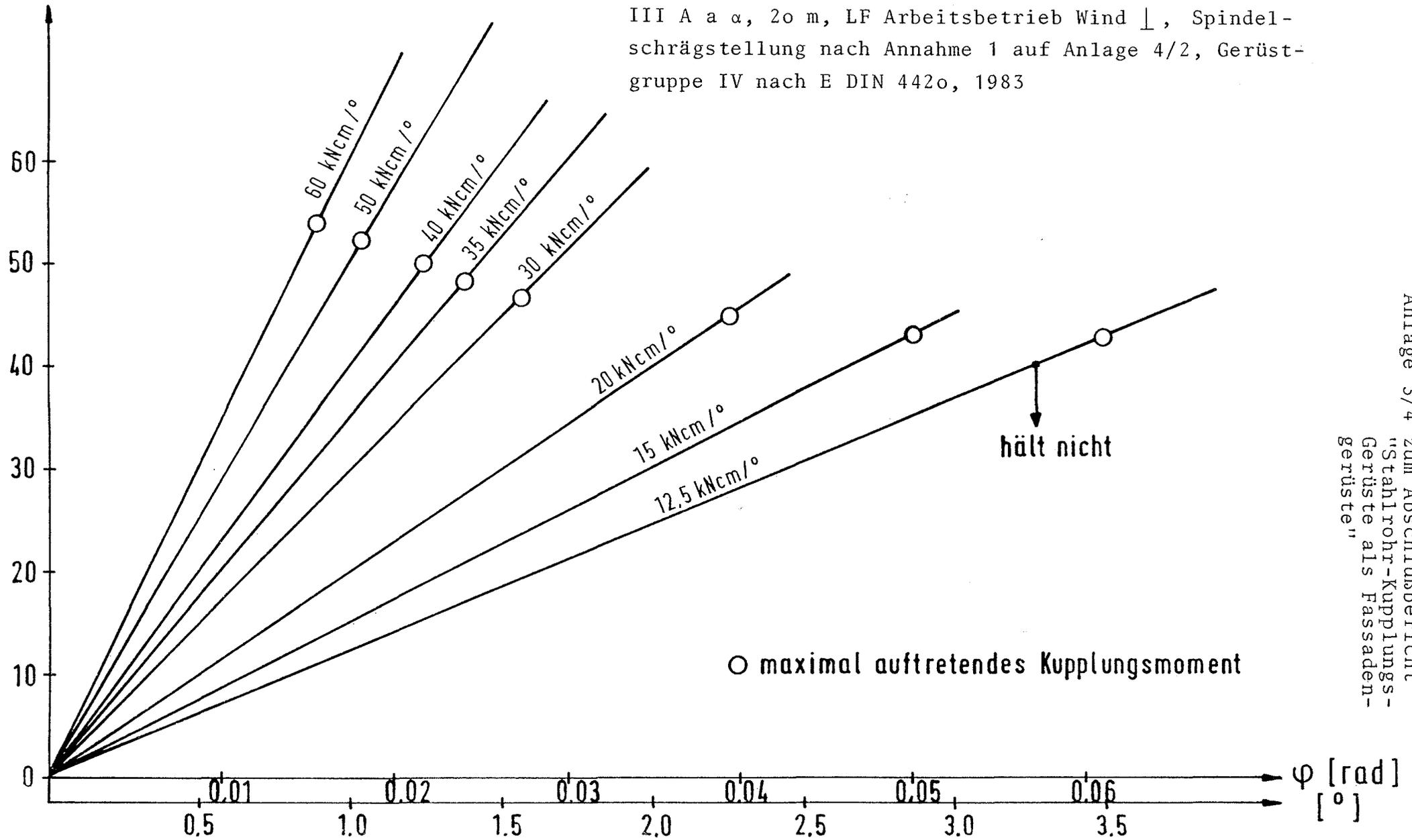


Anlage 3/3 zum Abschlußbericht
"Stahlrohr-Kupplungs-Gerüste
als Fassadengerüste"

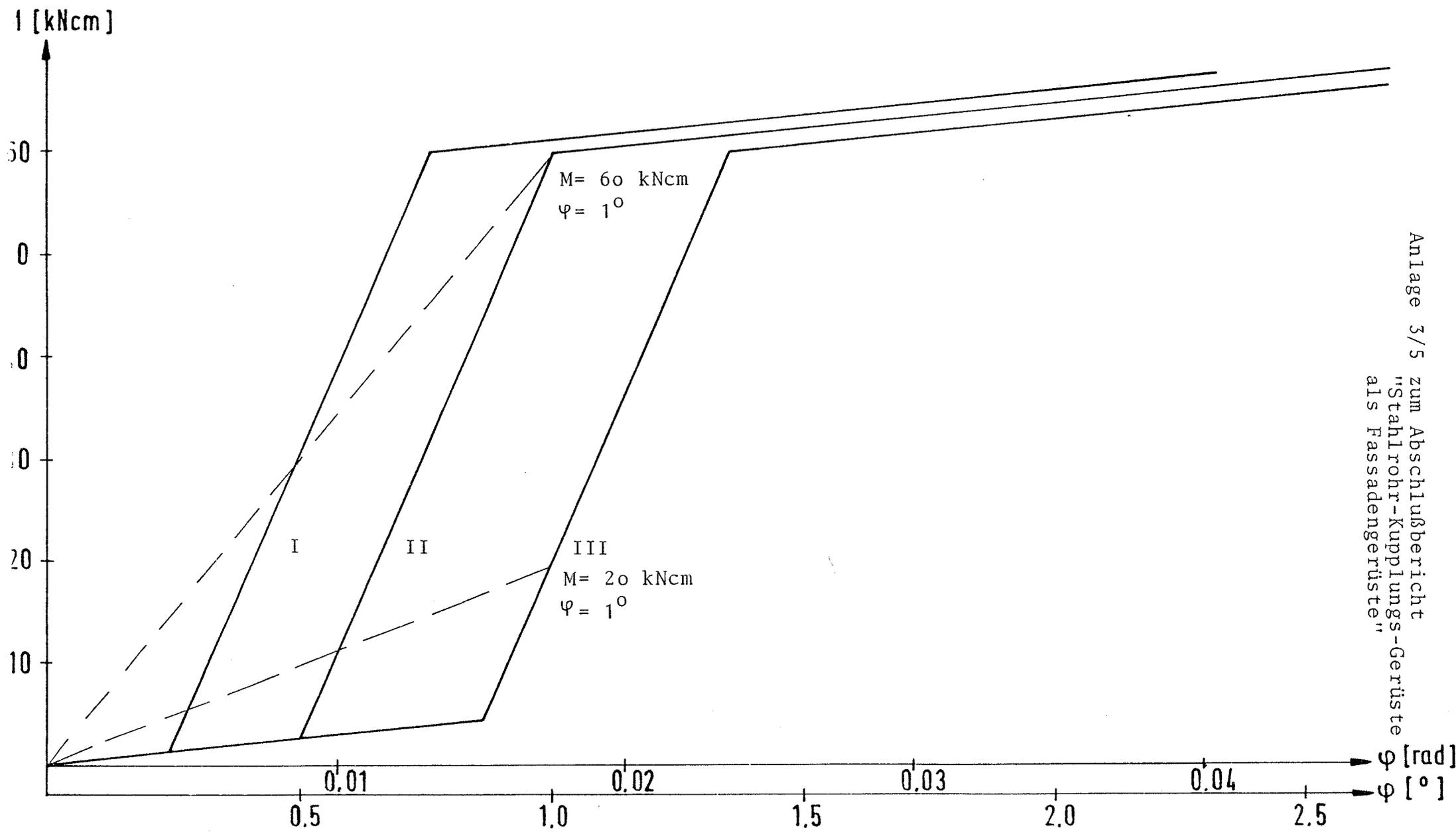
Untersuchte konstante Kupplungssteifigkeiten

M [kNcm]

III A a α, 20 m, LF Arbeitsbetrieb Wind ⊥, Spindel-
 schrägstellung nach Annahme 1 auf Anlage 4/2, Gerüst-
 gruppe IV nach E DIN 4420, 1983



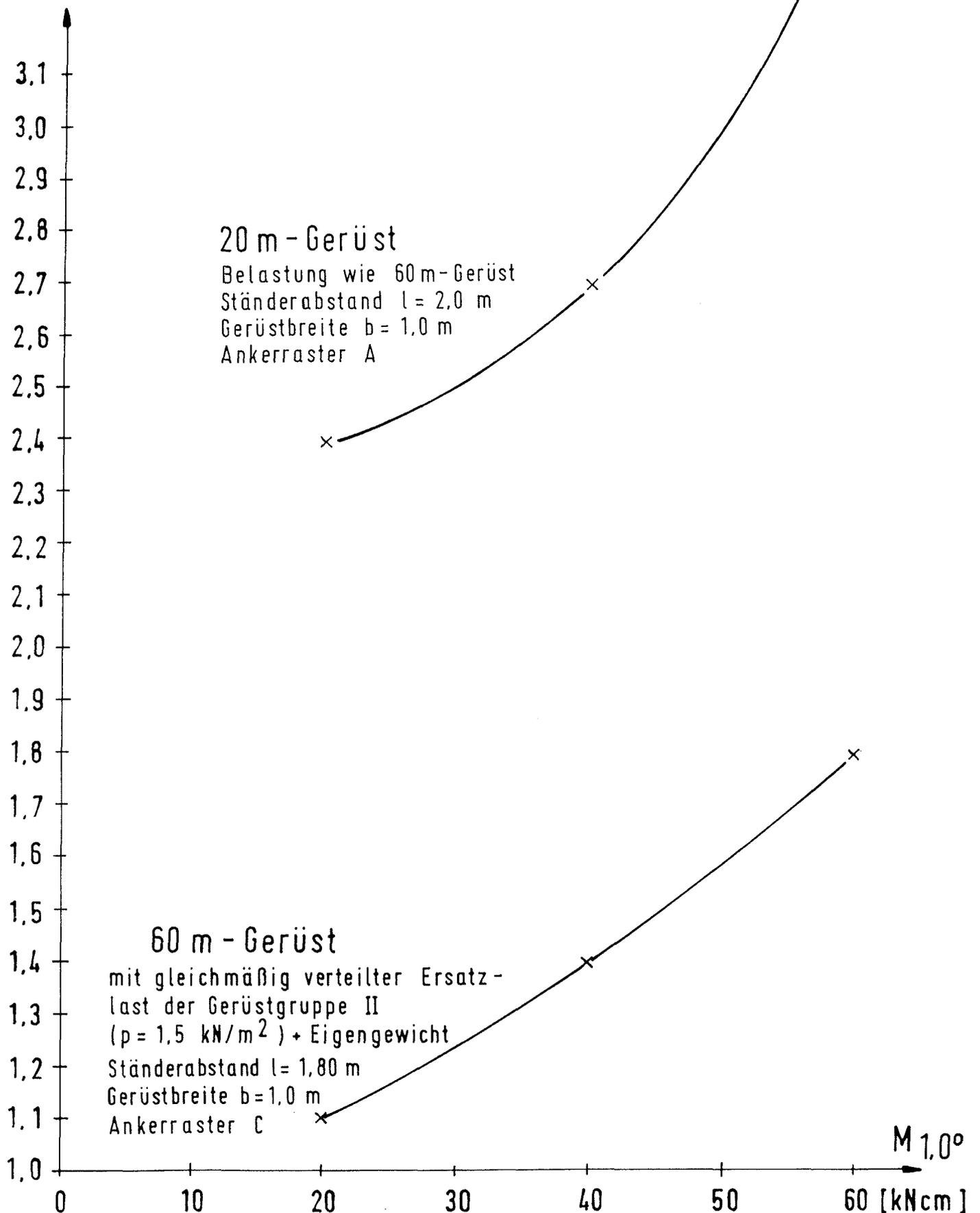
Anlage 3/4 zum Abschlußbericht
 "Stahlrohr-Kupplungs-
 Gerüste als Fassaden-
 gerüste"



Anlage 3/5 zum Abschlussbericht
 "Stahlrohr-Kupplungs-Gerüste
 als Fassadengerüste"

ϕ [rad]
 ϕ [°]

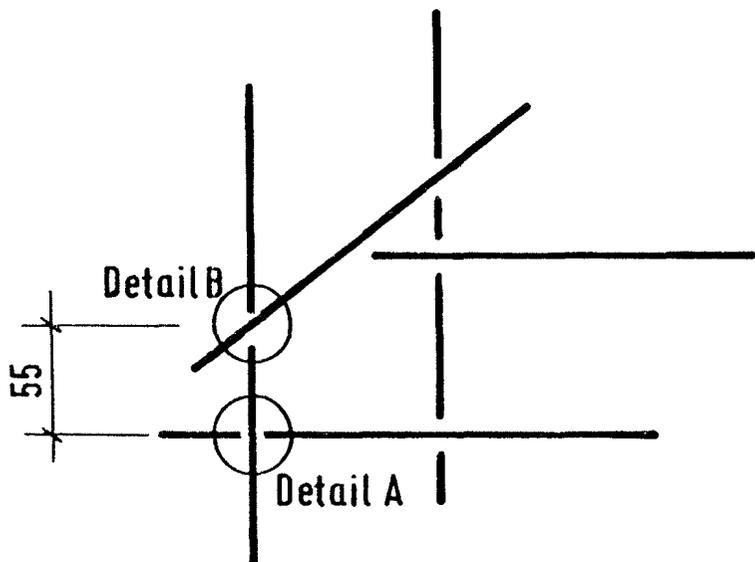
Traglastfaktor γ



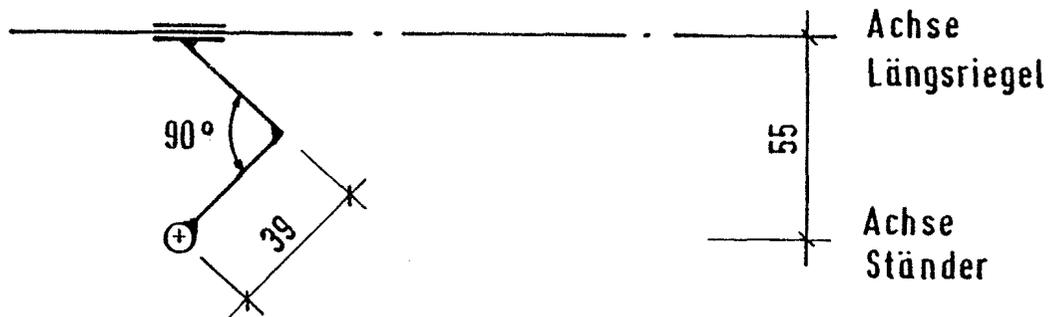
Einfluß verschiedener Drehfedersteifigkeiten von Normalkupplungen
auf die Traglast

Knotenpunkt

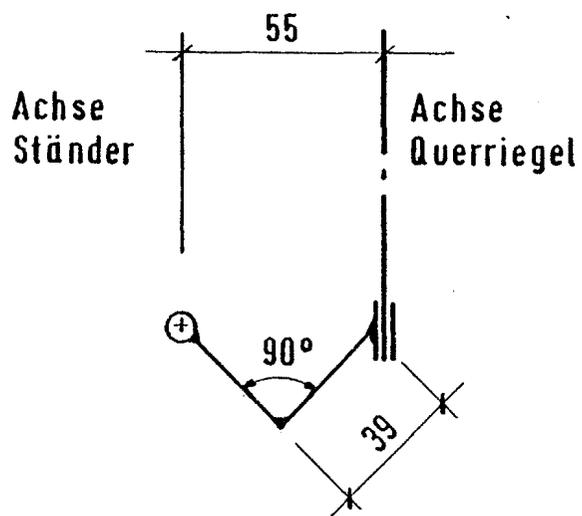
Verbindung Längs- und Querriegel mit Ständer



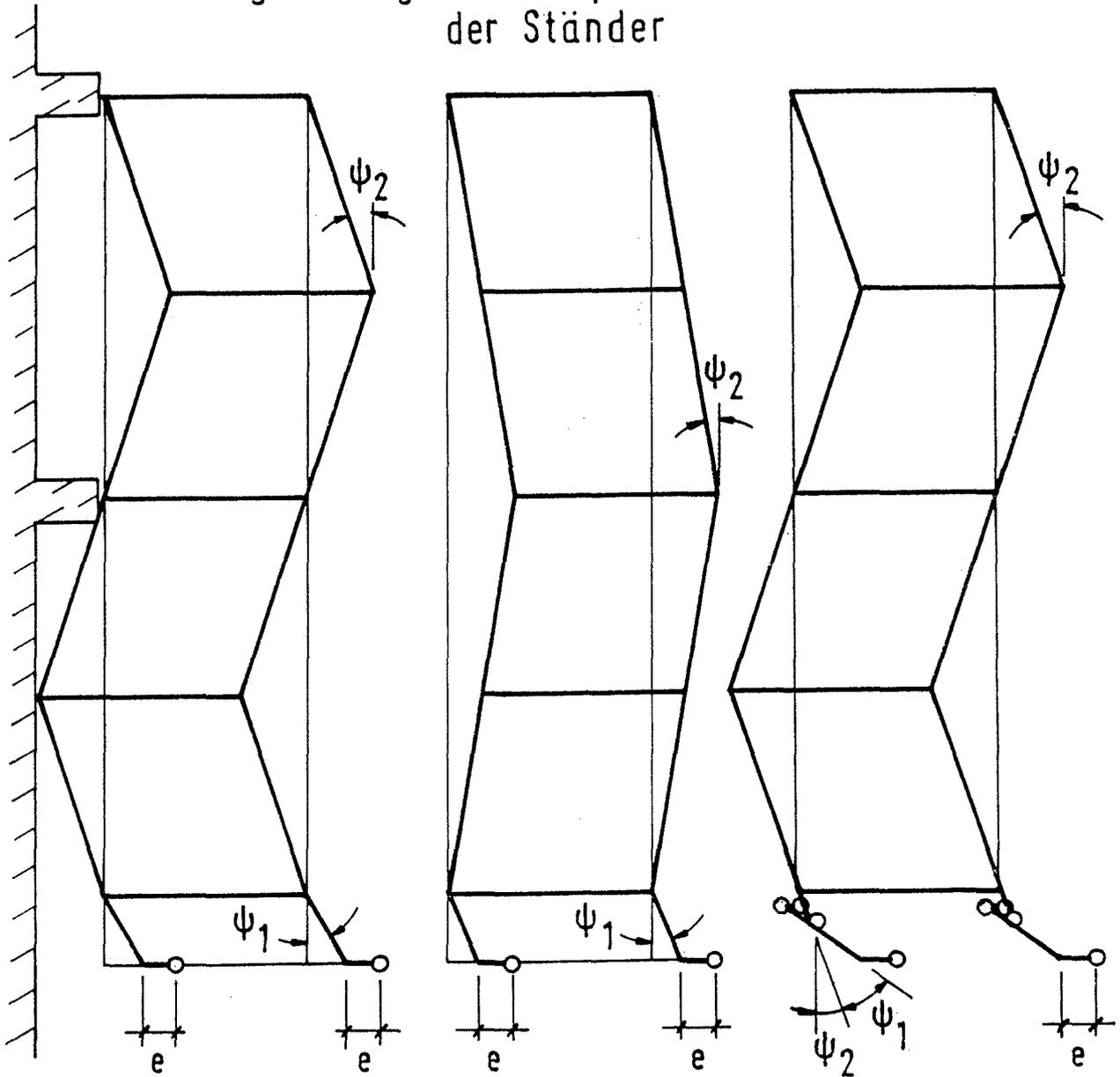
Detail A - Anschluß Längsriegel an Ständer



Detail B - Anschluß Querriegel an Ständer



Systemannahmen
 Schrägstellung der Fußspindel und Schiefstellung
 der Ständer



Annahme 1

Annahme 2

Annahme 3

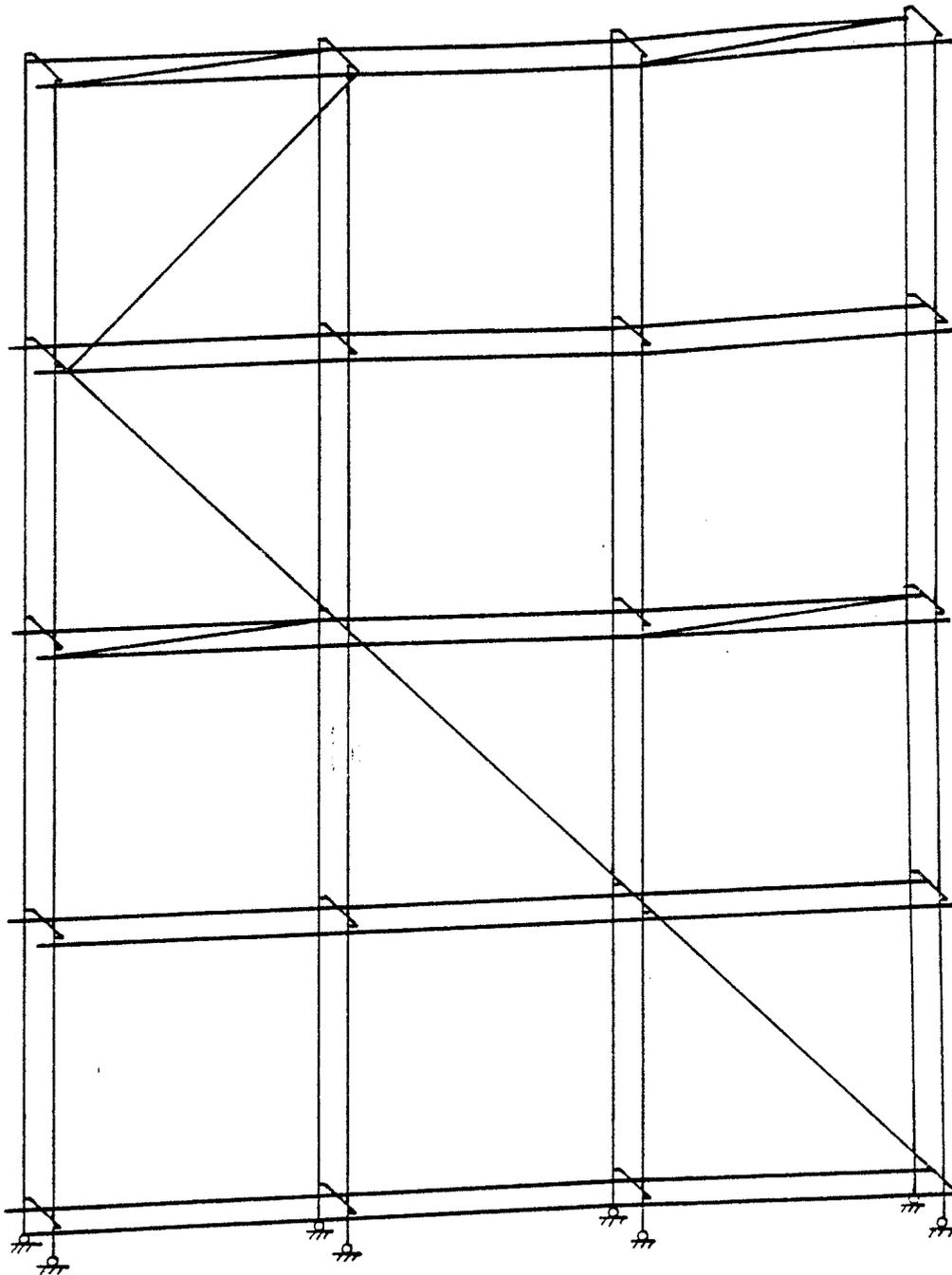
$$e = 1 \text{ cm}$$

$$\tan \psi_2 = 0,01$$

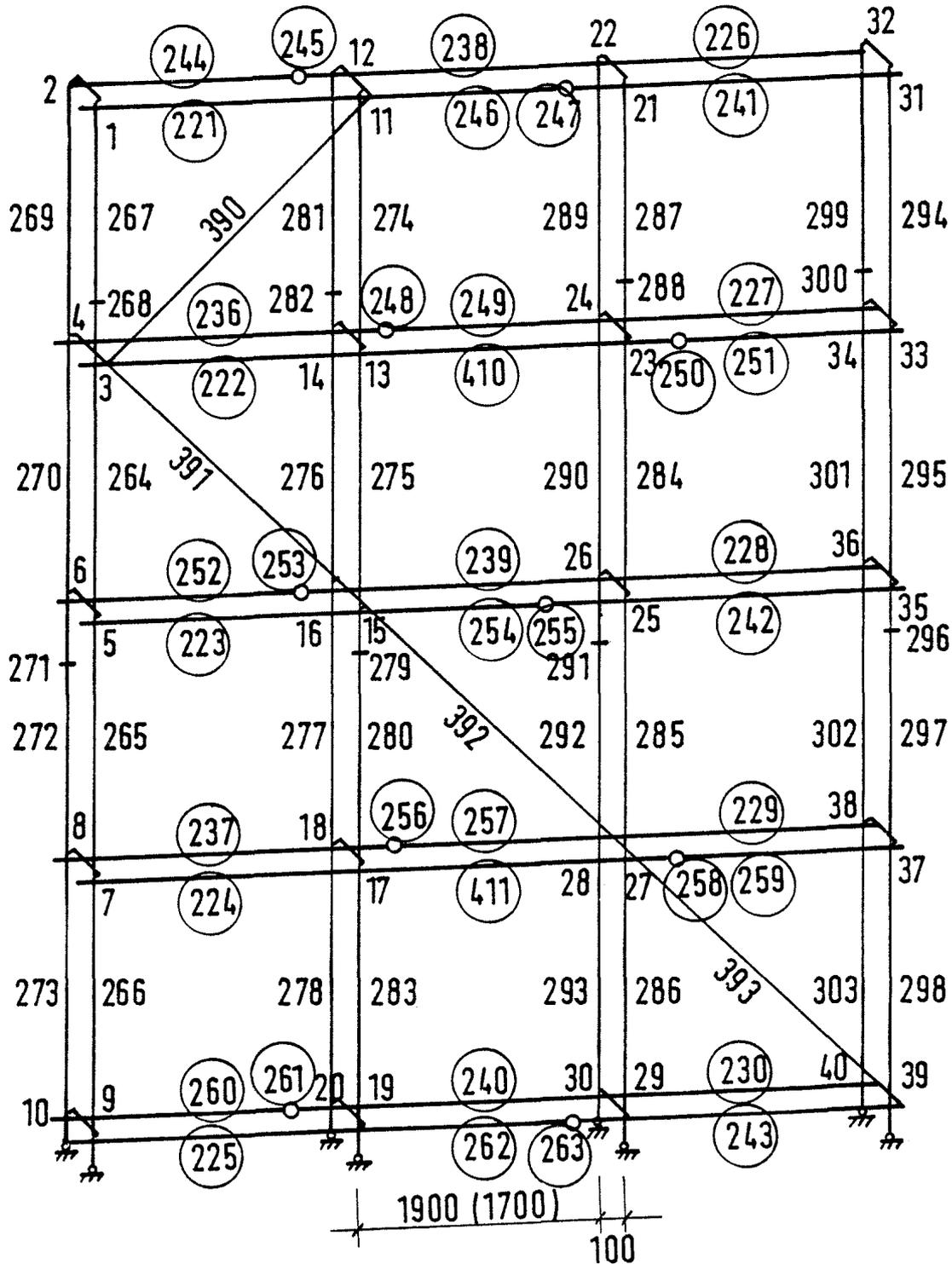
$$\psi_1 = \frac{D_i - d_a}{l_{\ddot{u}}} = 0,01467$$

ψ_1 und ψ_2 für alle Ständer
 gleich

Anordnung der Horizontaldiagonalen



Stabnumerierung Grundsystem



- 1 - 40 Kurze Ständerabschnitte zwischen Quer- und Längsriegel
- 264 - 303 Lange Ständerabschnitte
- 390 - 393 Diagonalen der äußeren Vertikalebene
- (221) - (263), (410), (411) Längsriegel
- gelenkiger Stoß + biegesteifer Stoß

Gerüsthöhe 20 m - Grundsystem
Höchstbeanspruchte Stäbe und maximale Spannungen

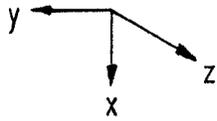
Untersuchte Variante	LF Arbeitsbetrieb (Wind \perp Fassade)	LF max. Wind (Wind \parallel Fassade)	LF Arbeitsbetrieb (Wind \parallel Fassade)	Lastkombination 2 (Wind \perp Fassade)	Lastfall HZ (Wind \perp Fassade)
I A b α Last auf Lage 5					Stab 284: $\sigma = 13,20 \text{ kN/cm}^2$
II A b α Last auf Lage 5				Stab 22: $\sigma = 13,07 \text{ kN/cm}^2$	
III A a α Last auf Lage 5	Stab 22: $\sigma = 13,79 \text{ kN/cm}^2$	Stab 21: $\sigma = 7,86 \text{ kN/cm}^2$	Stab 21: $\sigma = 12,62 \text{ kN/cm}^2$		
III A a α Last auf Lage 2	Stab 28: $\sigma = 14,56 \text{ kN/cm}^2$	—	—		
III A a β Last auf Lage 5	Stab 22: $\sigma = 13,05 \text{ kN/cm}^2$	Stab 21: $\sigma = 8,12 \text{ kN/cm}^2$	—		
III A a γ Last auf Lage 5	Stab 22: $\sigma = 13,04 \text{ kN/cm}^2$	—	—		
III A ₁ a α Last auf Lage 5	Stab 21: $\sigma = 12,59 \text{ kN/cm}^2$	—	—		
III A ₁ a α Last auf Lage 2	Stab 28: $\sigma = 12,81 \text{ kN/cm}^2$				

Anlage 5/2 zum Abschlußbericht
"Stahlrohr-Kupplungs-Gerüste
als Fassadengerüste"

GERÜSTHÖHE 20 M

Fall III A a α , LF Arbeitsbetrieb, Wind \perp Fassade

Normalkräfte [kN] des höchstbeanspruchten Ständerzugs 1

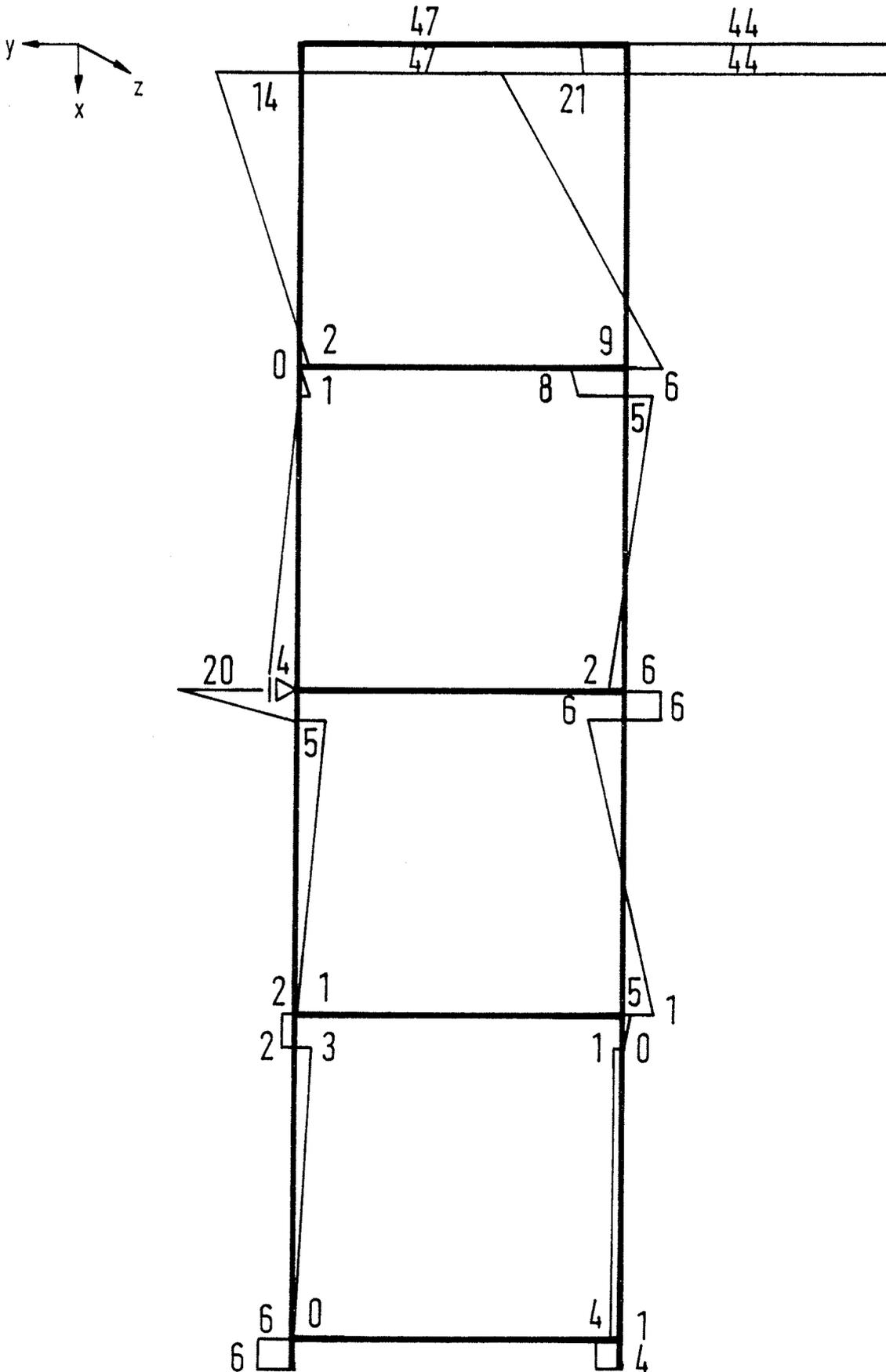


	13,39	14,92
	13,72	14,94
	13,87 14,70	15,39 15,55
	14,85	15,65
	15,00 14,72	16,10 17,37
▷	14,86	17,50
	15,00 15,10	17,95 19,33
	15,27	19,47
	15,41 16,91	19,92 19,42

GERÜSTHÖHE 20 M

Fall III A a α , LF Arbeitsbetrieb, Wind \perp Fassade

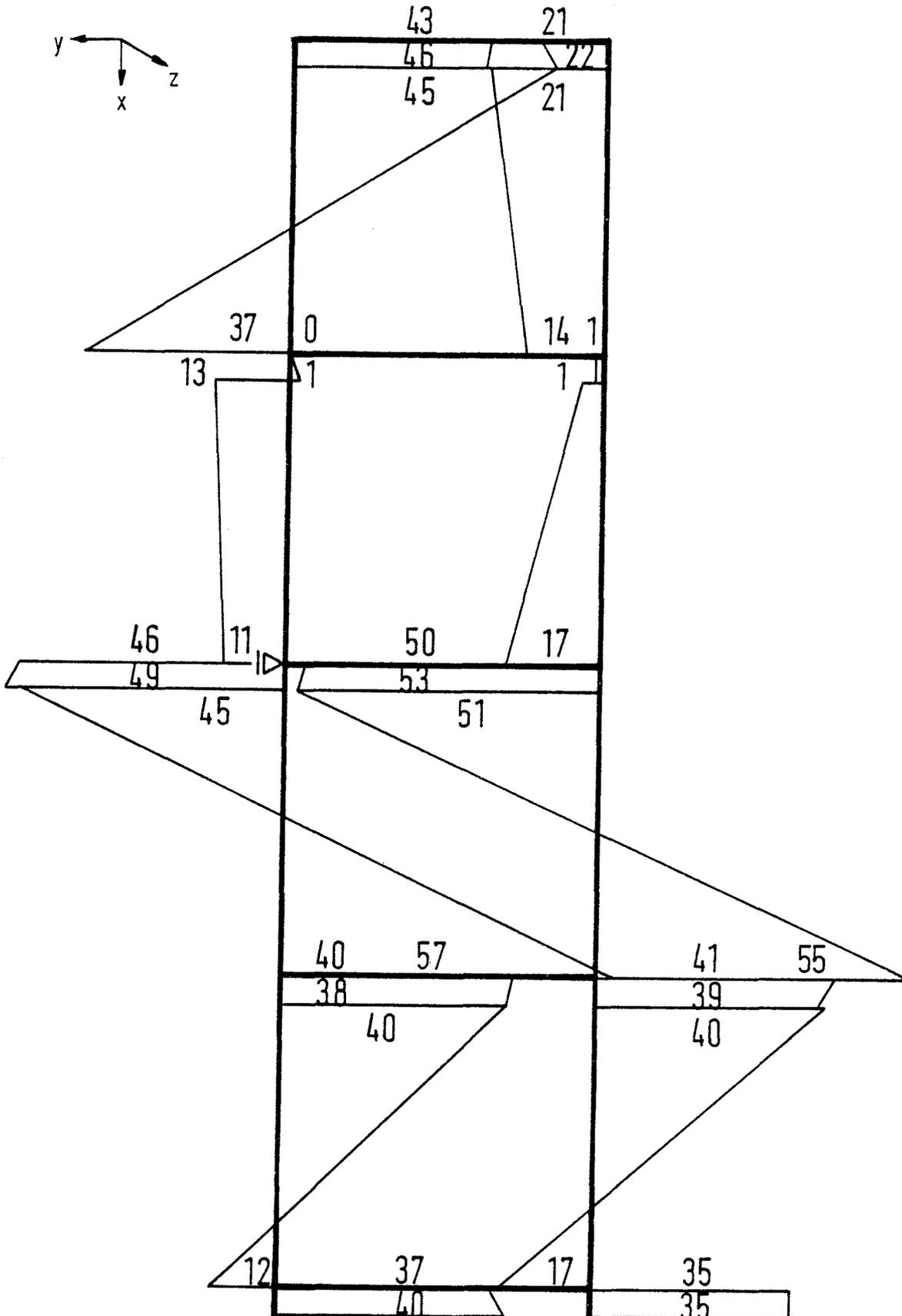
Biegemomente M_y [kNm] des höchstbeanspruchten Ständerzugs I



GERÜSTHÖHE 20 M

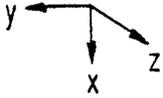
Fall III A a α , LF Arbeitsbetrieb, Wind \perp Fassade

Biegemomente M_z [kNm] des höchstbeanspruchten Ständerzugs 1



GERÜSTHÖHE 20 M

Fall III A a β , LF Arbeitsbetrieb, Wind \perp Fassade
 Normalkräfte [kN] des höchstbeanspruchten Ständerzugs I

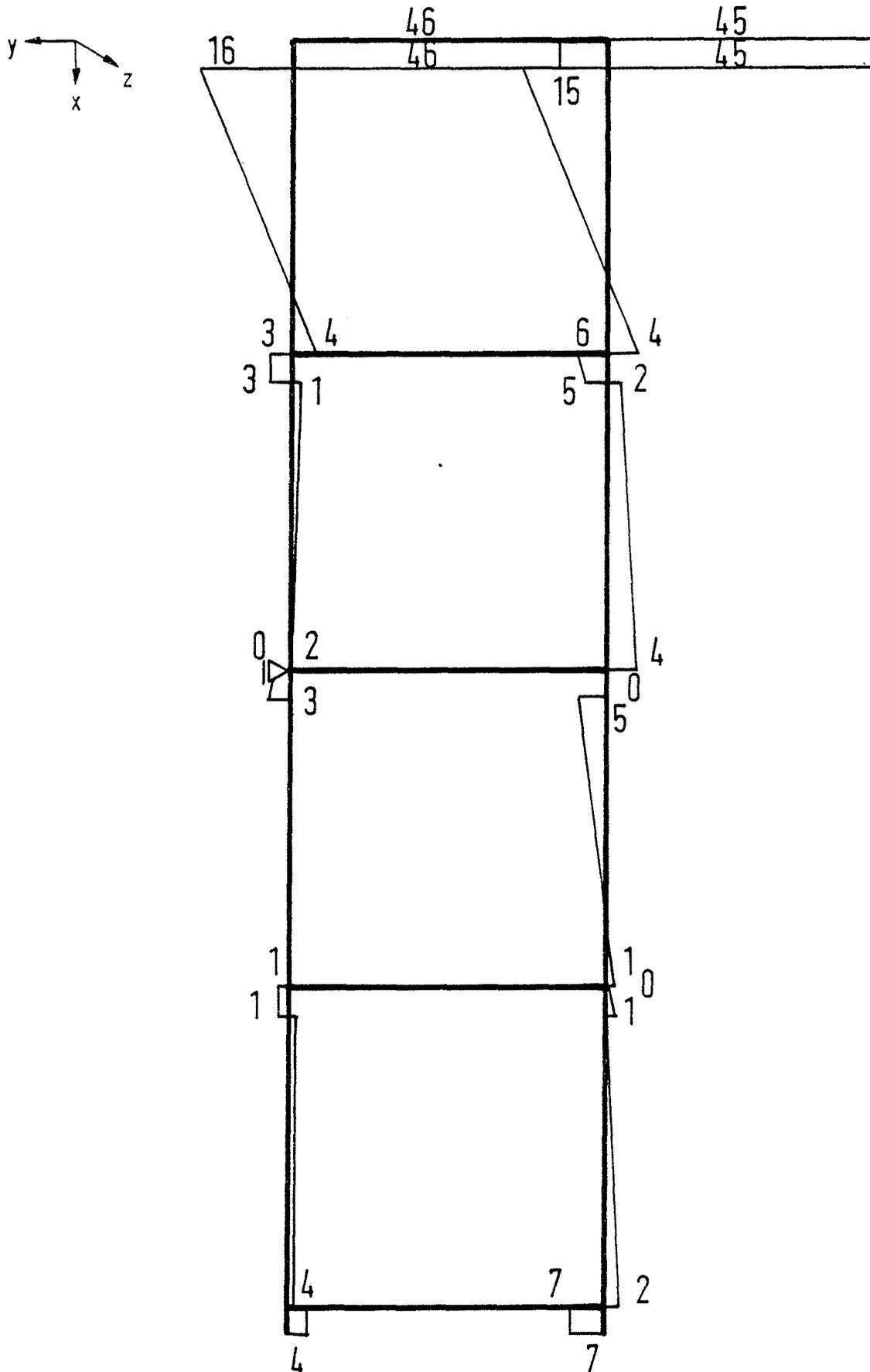


	13,26		15,05
	13,53		15,03
	13,68		15,53
	14,28		15,93
	14,43		16,02
	14,57		16,47
	14,41		17,63
	14,59		17,85
	14,73		18,30
	14,93		19,22
	15,10		19,36
	15,24		19,81
	16,62		19,42

GERÜSTHÖHE 20 M

Fall III A a β , LF Arbeitsbetrieb, Wind \perp Fassade

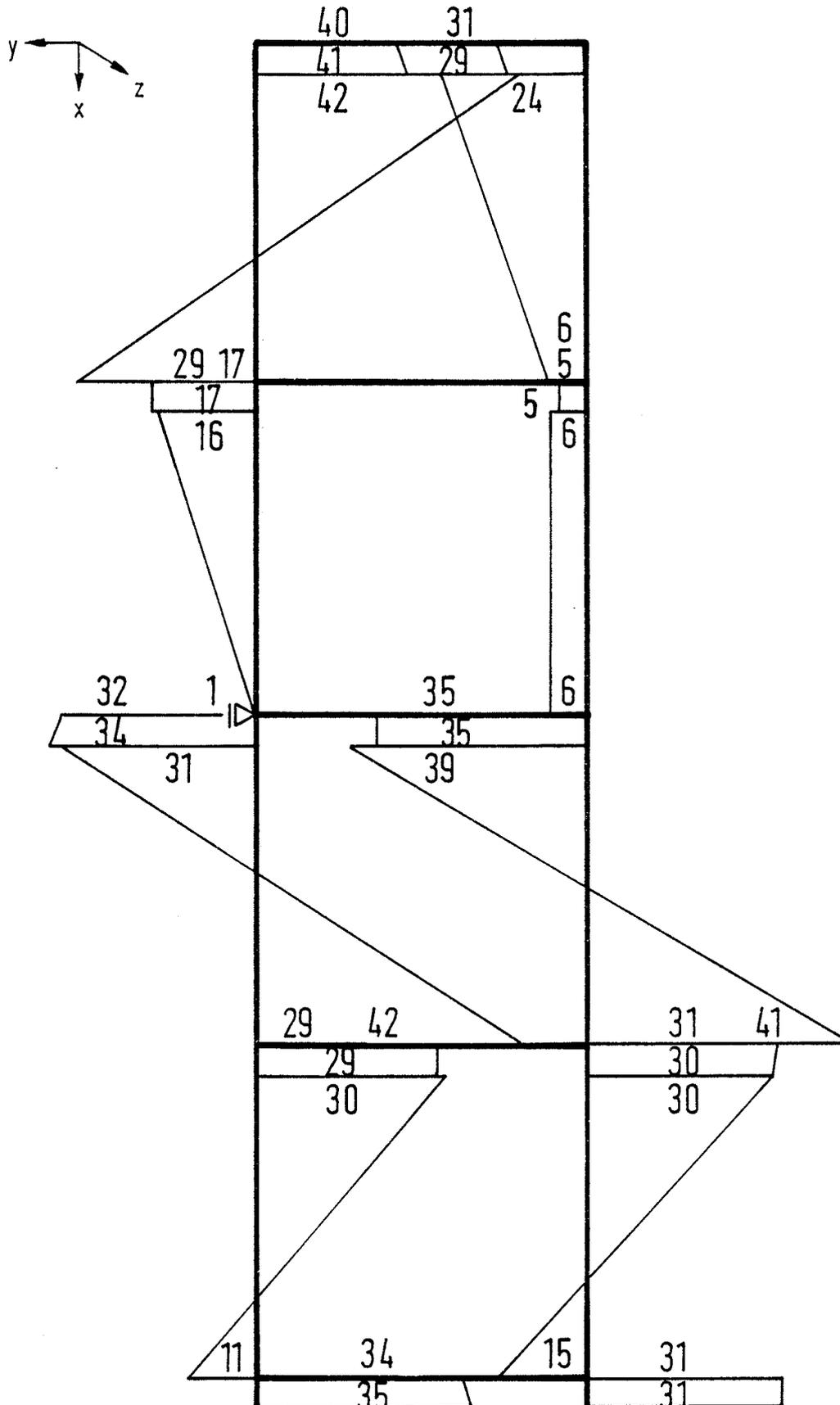
Biegemomente M_y [kNm] des höchstbeanspruchten Ständerzugs 1



GERÜSTHÖHE 20 M

Fall III A a β , LF Arbeitsbetrieb, Wind \perp Fassade

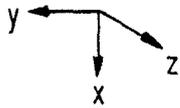
Biegemomente M_z [kNm] des höchstbeanspruchten Ständerzugs 1



GERÜSTHÖHE 20 M

Fall III A a γ , LF Arbeitsbetrieb, Wind \perp Fassade

Normalkräfte [kN] des höchstbeanspruchten Ständerzugs 1

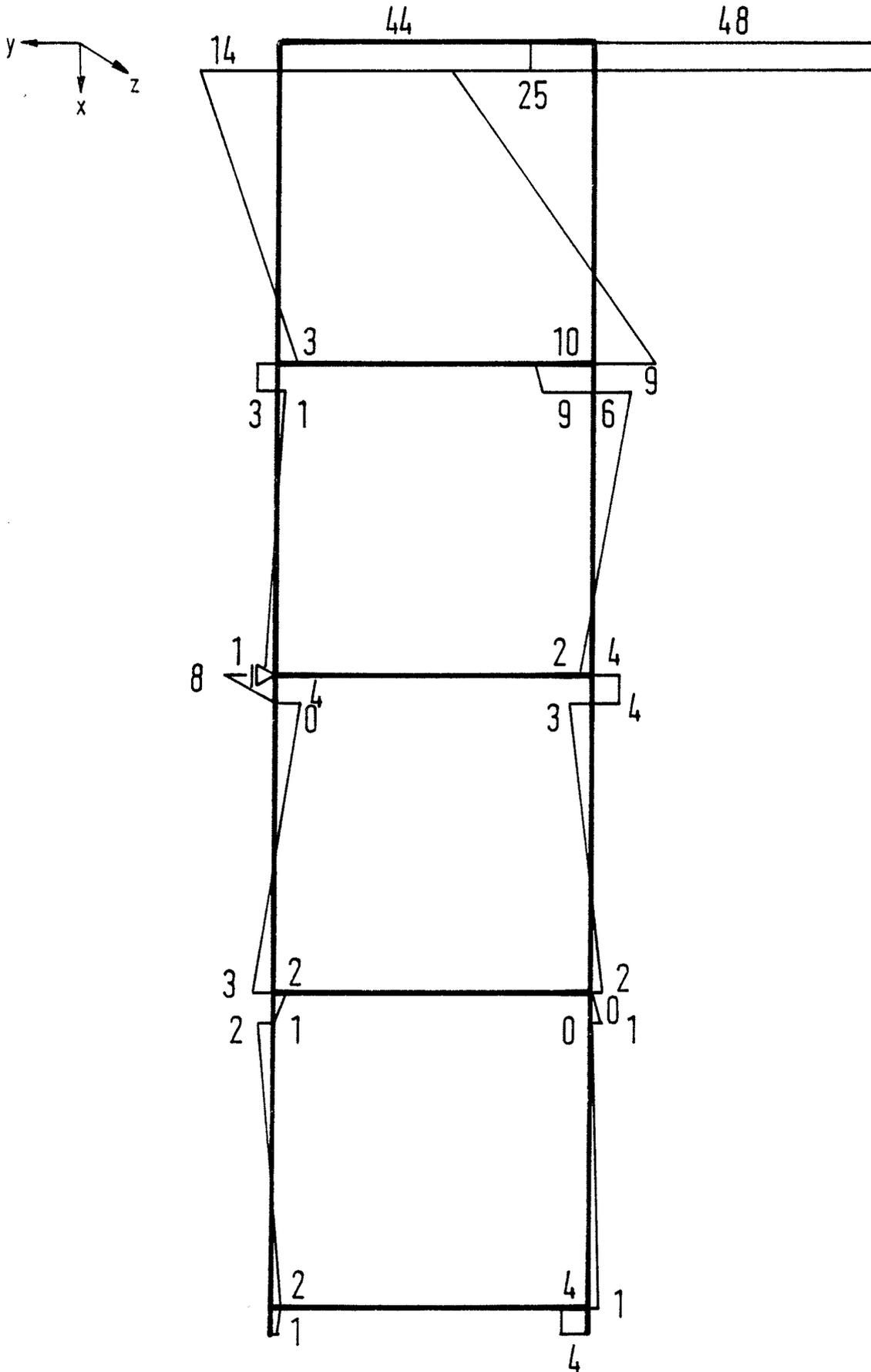


	13.30	15.01
	13.54	15.04
	13.69 14.39	15.48 15.78
	14.55	15.87
	14.69 14.58	16.32 17.42
▷	14.73	17.54
	14.87 15.11	17.99 18.89
	15.29	19.03
	16.43 16.78	19.47 19.11

GERÜSTHÖHE 20 M

Fall III A a γ , LF Arbeitsbetrieb, Wind \perp Fassade

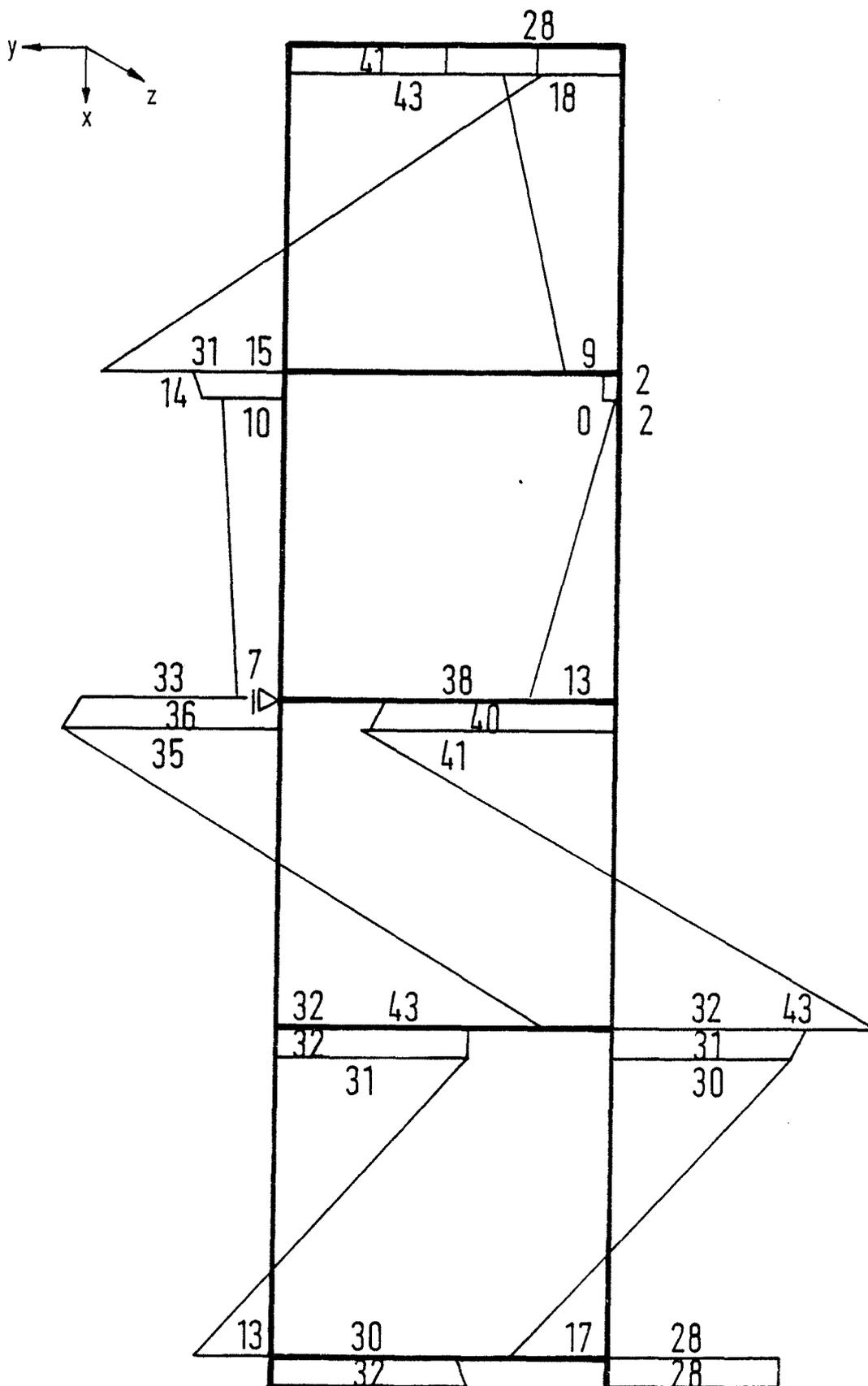
Biegemomente M_y [kNm] des höchstbeanspruchten Ständerzugs 1



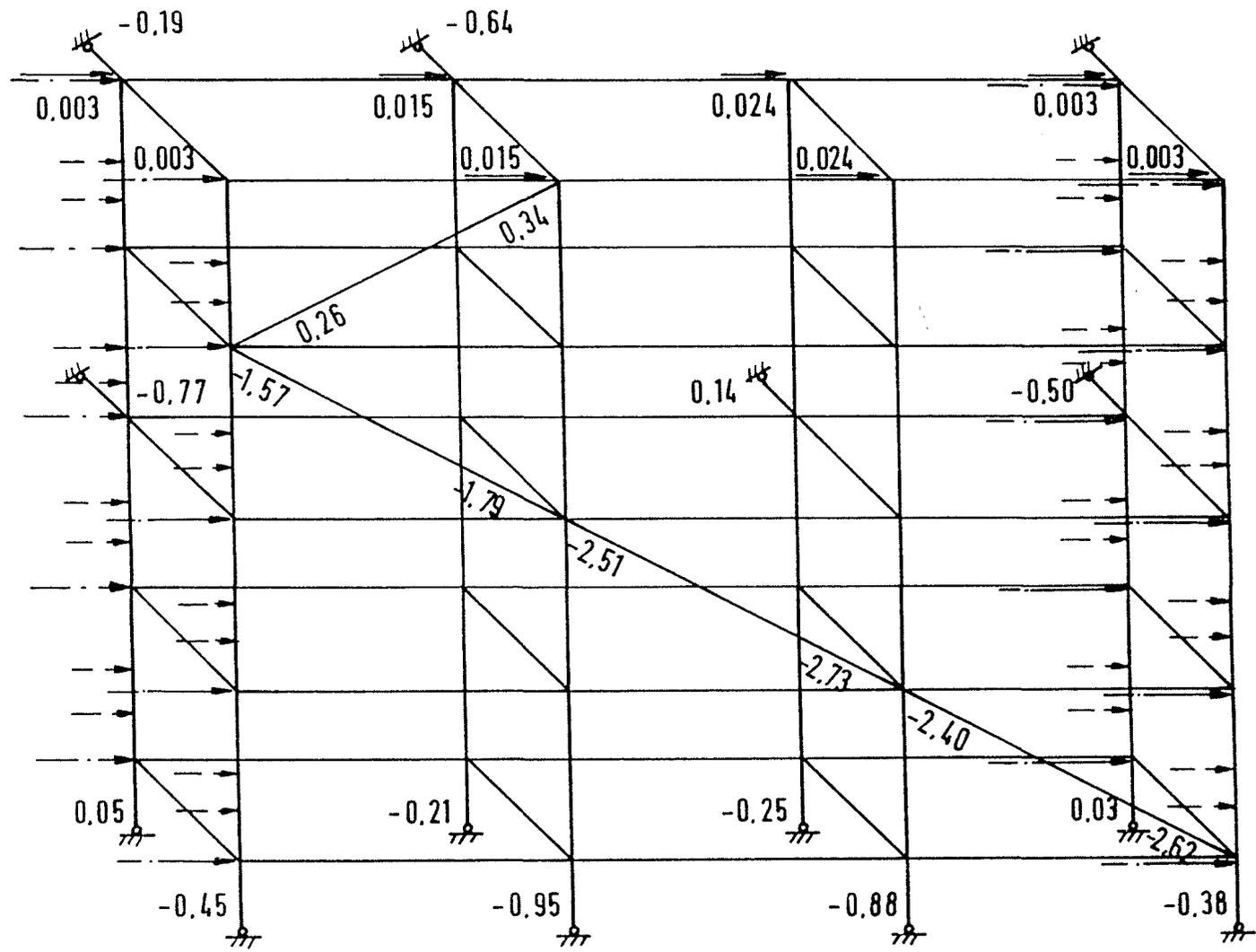
GERÜSTHÖHE 20 M

Fall III A a γ , LF Arbeitsbetrieb, Wind \perp Fassade

Biegemomente M_z [kNm] des höchstbeanspruchten Ständerzugs 1



GERÜSTHÖHE 20 M - GRUNDSYSTEM
 HORIZONTALLASTEN || FASSADE, HORIZONTALE VERANKERUNGS- UND AUF-
 LAGERKRÄFTE SOWIE DIAGONALKRÄFTE
 LF MAXIMALER WIND || FASSADE, FALL III A **α**



→	Wind auf Bordbrett und Belag	$W_B = 1,71 \cdot 0,0294 = 0,05027 \text{ kN}$	$\Sigma W_B = 1,01 \text{ kN}$	} 5,10 kN = ΣA
→	Wind auf Geländerholme	$W_G = 1,71 \cdot 0,0101 = 0,01727 \text{ kN}$	$\Sigma W_G = 0,55 \text{ kN}$	
→	Wind auf Ständer, Querriegel und Diagonalen	$W = 1,71 \cdot 0,0203 = 0,03471 \text{ kN/m}$	$\Sigma W = 3,39 \text{ kN}$	
→	horizontale Ersatzlast	$H_E = 1/100 P_v \cdot 1,71$	$\Sigma H_E = 0,15 \text{ kN}$	

Gerüsthöhe 40 m - Grundsystem

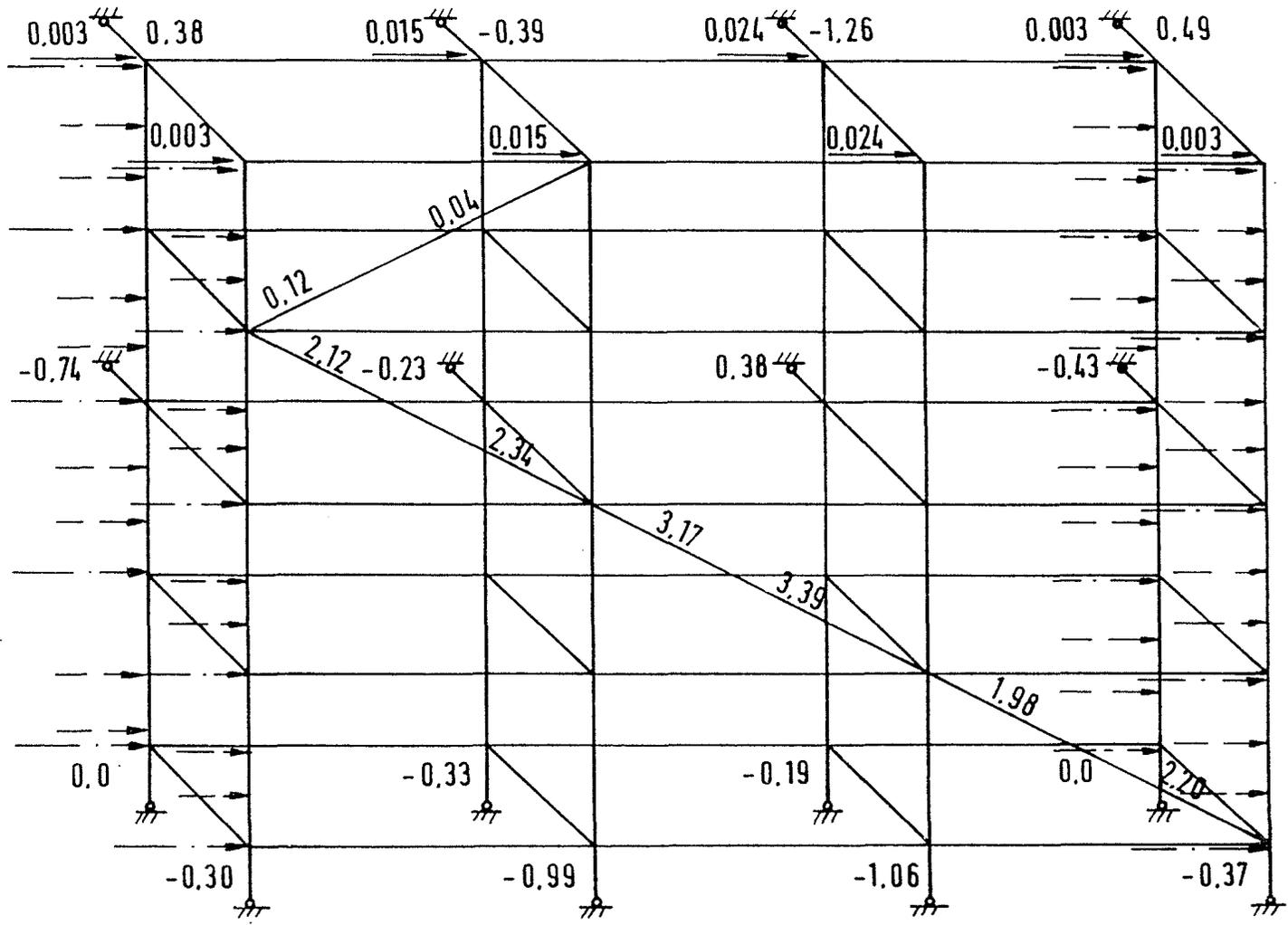
Höchstbeanspruchte Stäbe und maximale Spannungen

Untersuchte Variante	LF Arbeitsbetrieb (Wind \perp Fassade)	LF maximaler Wind (Wind \perp Fassade)	LF Arbeitsbetrieb (Wind \parallel Fassade)	LF maximaler Wind (Wind \parallel Fassade)	Lastkombination 2 (Wind \perp Fassade)	LF HZ (Wind \perp Fassade)
I C b α						Stab 21: $\sigma = 12,20 \text{ kN/cm}^2$
I B b α						Stab 21: $\sigma = 11,75 \text{ kN/cm}^2$
I B a β						Stab 21: $\sigma = 11,90 \text{ kN/cm}^2$
II B b α					Stab 22: $\sigma = 15,48 \text{ kN/cm}^2$	
III B a α	Stab 22: $\sigma = 15,06 \text{ kN/cm}^2$	Stab 25: $\sigma = 13,10 \text{ kN/cm}^2$	-	Stab 21: $\sigma = 9,55 \text{ kN/cm}^2$		
III C b α	Stab 28: $\sigma = 18,16 \text{ kN/cm}^2$	-	-	-		
III C a α	instabil $\gamma \approx 1,60$ Grenzhöhe: 34 m	Stab 292: $\sigma = 21,31 \text{ kN/cm}^2$	Stab 21: $\sigma = 14,36 \text{ kN/cm}^2$	Stab 289: $\sigma = 10,38 \text{ kN/cm}^2$		
III C a β	instabil $\gamma \approx 1,70$ Grenzhöhe: 40 m	-	-	-		
III C a γ	Stab 285: $\sigma = 19,43 \text{ kN/cm}^2$	-	-	-		

GERÜSTHÖHE 40 M - GRUNDSYSTEM

HORIZONTALLASTEN || FASSADE, HORIZONTALE VERANKERUNGS- UND
 AUFLAGERKRÄFTE SOWIE DIAGONALENKRÄFTE

LF MAXIMALER WIND || FASSADE, FALL III C αα



- — — — —> Wind auf Bordbrett und Belag $W_B = 1,71 \cdot 0,0294 = 0,05027 \text{ kN}$ $\Sigma W_B = 1,01 \text{ kN}$
 - — — — —> Wind auf Geländerholme $W_G = 1,71 \cdot 0,0101 = 0,01727 \text{ kN}$ $\Sigma W_G = 0,55 \text{ kN}$
 - — — — —> Wind auf Ständer, Querriegel und Diagonalen $W = 1,71 \cdot 0,0203 = 0,03471 \text{ kN/m}$ $\Sigma W = 3,39 \text{ kN}$
 - — — — —> horizontale Ersatzlast $H_E = 1/100 P_v \cdot 1,71$ $\Sigma H_E = 0,15 \text{ kN}$
- } 5,10 kN = ΣA

Gerüsthöhe 60 m - Grundsystem

Höchstbeanspruchte Stäbe und maximale Spannungen

Untersuchte Variante	LF Arbeitsbetrieb (Wind \perp Fassade)	LF maximaler Wind (Wind \perp Fassade)	Lastkombination 1 (Wind \perp Fassade)	Lastkombination 2 (Wind \perp Fassade)	Lastkombination 2 (Wind \parallel Fassade)	Lastkombination 3 (Wind \perp Fassade)	LF HZ (Wind \perp Fassade)
I B b α							Stab 21: $\sigma=12,36\text{kN/cm}^2$
I B a α							Stab 30: $\sigma=14,10\text{kN/cm}^2$
I C b α							Stab 275: $\sigma=14,18\text{kN/cm}^2$
I C a α							Stab 279: $\sigma=18,83\text{kN/cm}^2$
II B a α			Stab 29: $\sigma=15,55\text{kN/cm}^2$	Stab 22: $\sigma=17,21\text{kN/cm}^2$	Stab 29: $\sigma=15,79\text{kN/cm}^2$	Stab 29: $\sigma=15,61\text{kN/cm}^2$	
II B b α			-	Stab 22: $\sigma=15,73\text{kN/cm}^2$	-	-	
III B a α	Stab 292: $\sigma=19,74\text{kN/cm}^2$	-					
III B b α	Stab 286: $\sigma=16,15\text{kN/cm}^2$	-					
III C a α	instabil $\gamma=1,27$ Grenzhöhe 34 m	instabil $\gamma=1,37$ Grenzhöhe 42 m					
III C b α	instabil $\gamma=1,35$ Grenzhöhe > 40 m	-					
III C a γ	instabil $\gamma=1,4$ Grenzhöhe > 40 m	-					

Anlage 5/9 zum Abschlußbericht
"Stahlrohr-Kuppelungs-Gerüste
als Fassadengerüste"

Verankerungskräfte unter $\gamma = 1,71$ -fachen Lasten

Gerüsthöhe 20 m

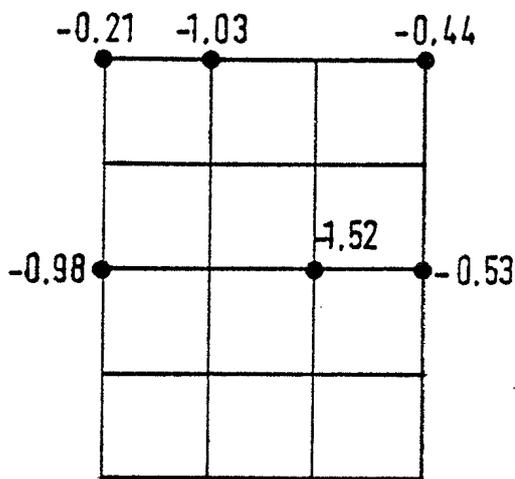
Untersucher Fall III A a α

LF Arbeitsbetrieb, Wind \perp Fassade

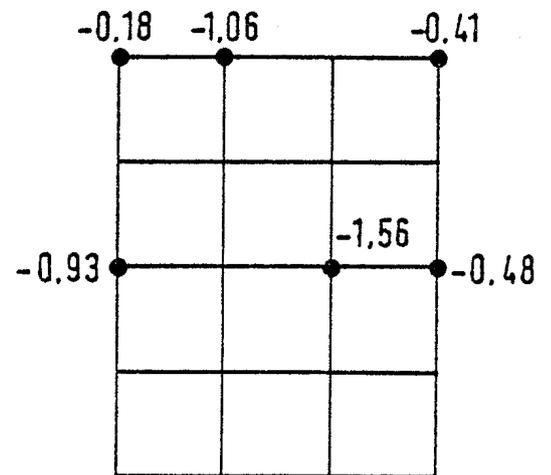
Gerüsthalter-Kraglänge 0 cm

Gerüsthalter-Kraglänge 30 cm

Verankerungskräfte \perp Fassade

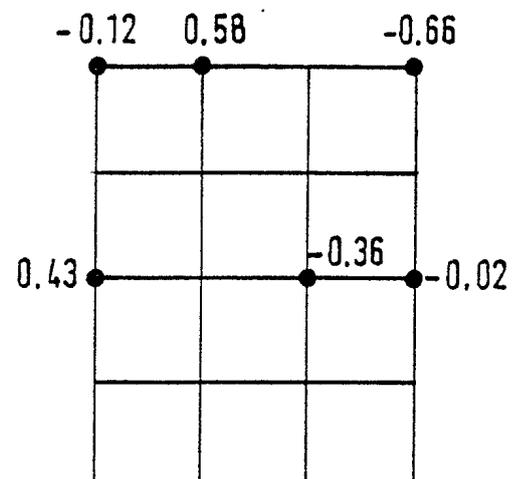
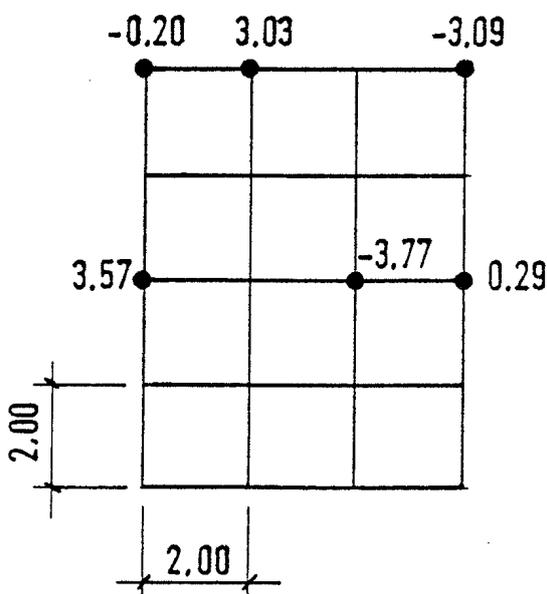


$$\Sigma = -4,71 \text{ kN}$$



$$\Sigma = -4,62 \text{ kN}$$

Verankerungskräfte \parallel Fassade



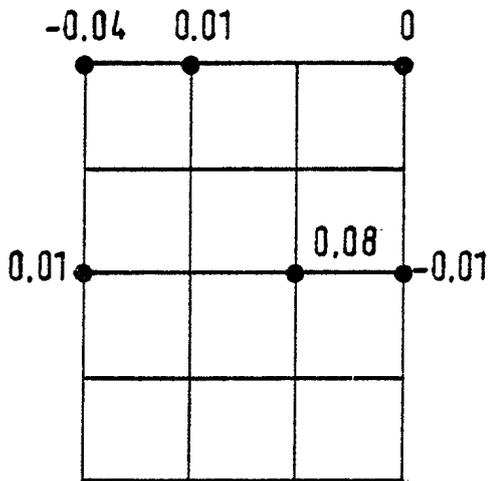
Verankerungskräfte unter $\gamma = 1,71$ -fachen Lasten
Gerüsthöhe 20 m
Untersucher Fall III A α

LF Maximale Windlast, Wind \parallel Fassade

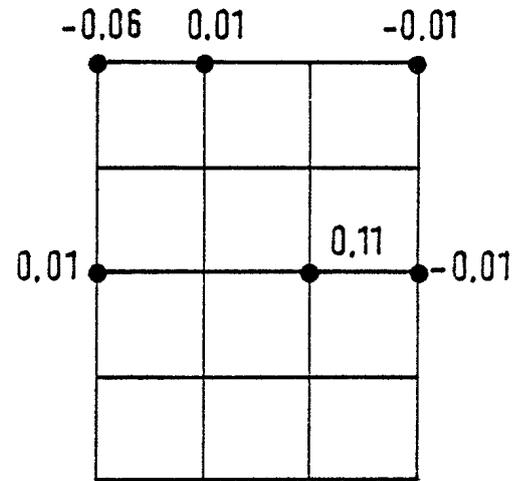
Gerüsthalter-Kraglänge 0 cm

Gerüsthalter-Kraglänge 30 cm

Verankerungskräfte \perp Fassade

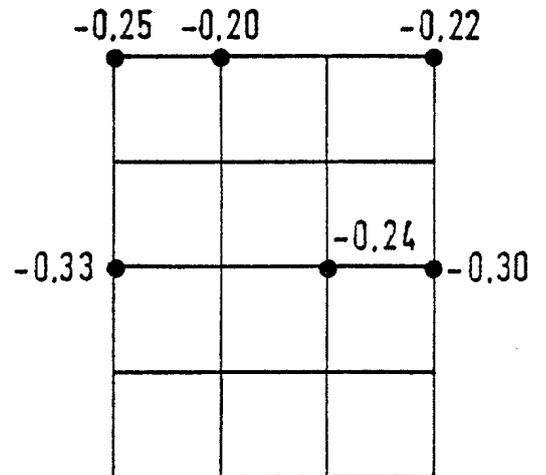
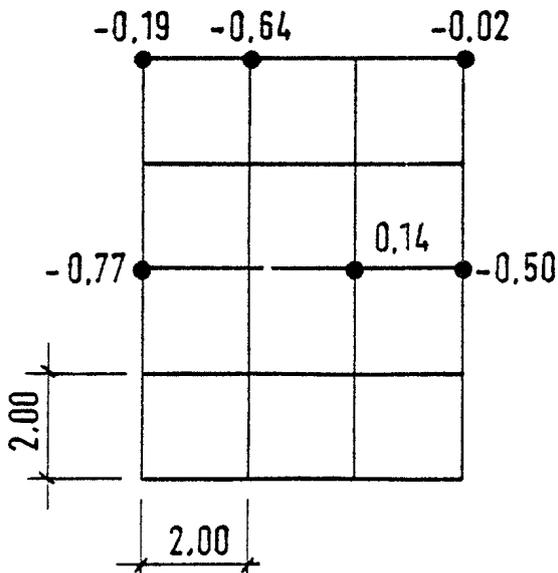


$\Sigma = -1,98 \text{ kN}$



$\Sigma = -1,54 \text{ kN}$

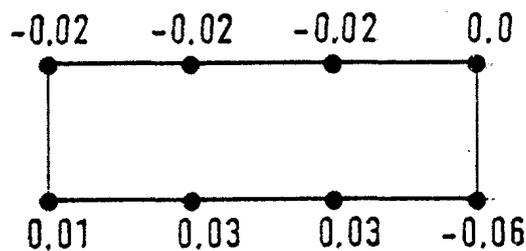
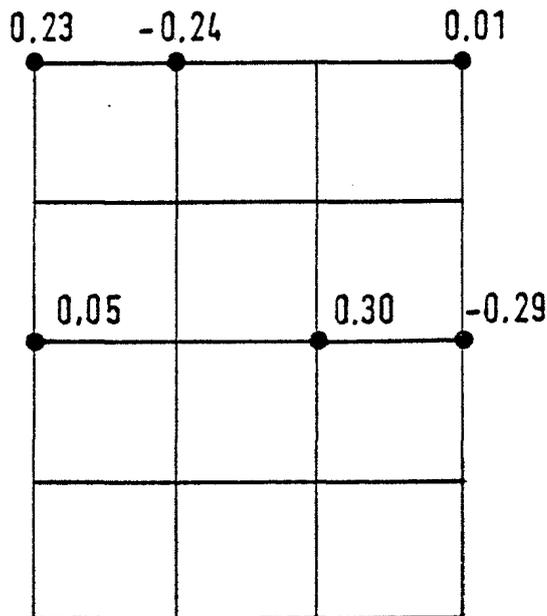
Verankerungskräfte \parallel Fassade



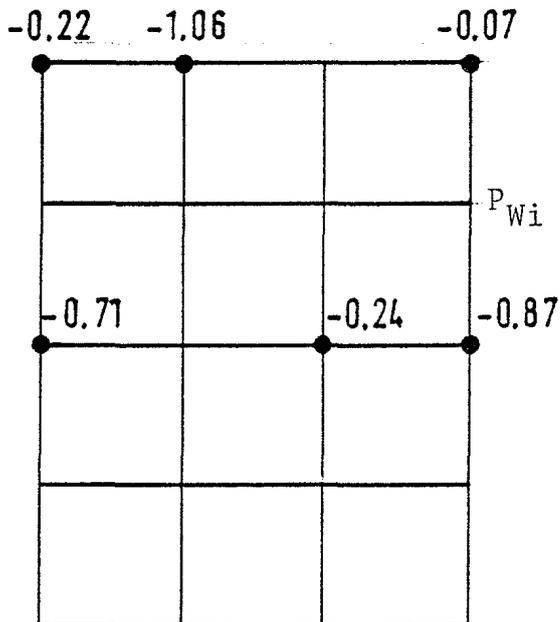
Verankerungskräfte unter γ -fachen Lasten
Gerüsthöhe 20 m
Untersucher Fall III A β , Gerüsthalter - Kraglänge 0 m

LF Maximale Windlast, Wind \parallel Fassade

Verankerungskräfte \perp Fassade



Verankerungskräfte \parallel Fassade

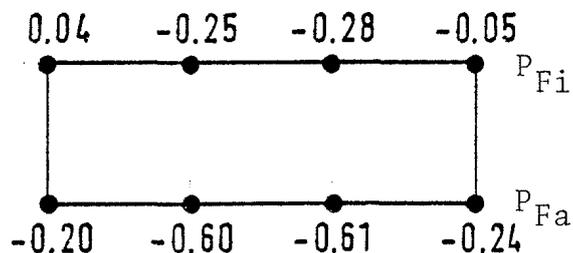


$$\Sigma P_{Fi} = -0,54 \text{ kN}$$

$$\Sigma P_{Fa} = -1,65 \text{ kN}$$

$$\Sigma P_{Wi} = -3,17 \text{ kN}$$

$$\Sigma P = -5,38 \text{ kN}$$



Verankerungskräfte unter γ -fachen Lasten

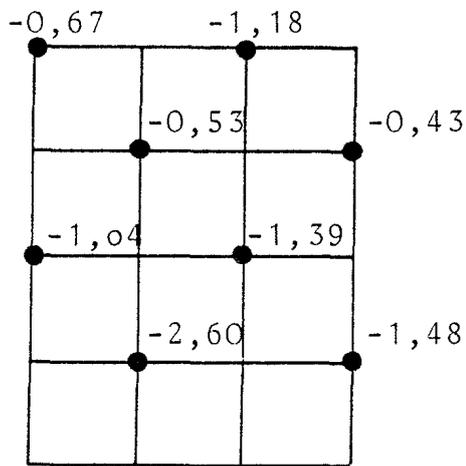
Gerüsthöhe 40 m

Untersuchter Fall III B a α / III C a α , Wind \perp Fassade

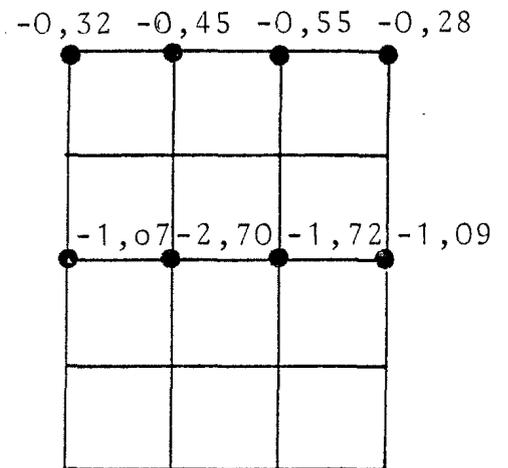
VERANKERUNGSKONZEPT B

VERANKERUNGSKONZEPT C

Verankerungskräfte \perp Fassade

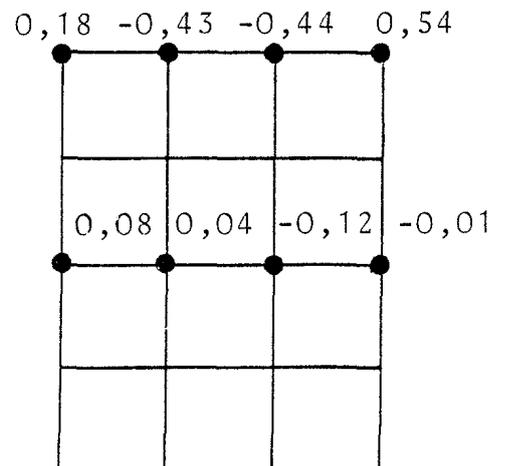
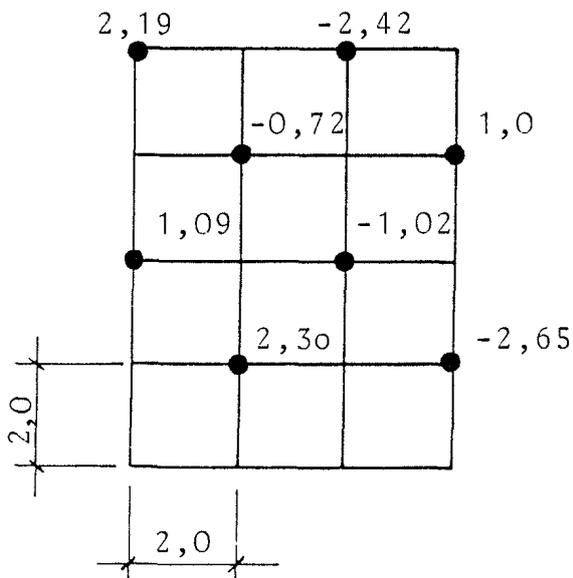


$\Sigma = -9,32 \text{ kN}$



$\Sigma = -8,18 \text{ kN}$

Verankerungskräfte \parallel Fassade



Verankerungskräfte unter γ -fachen Lasten

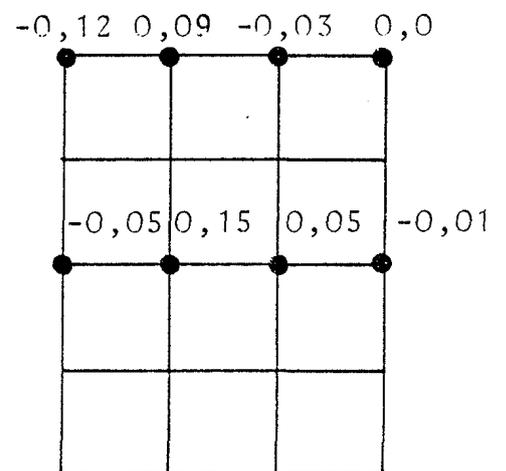
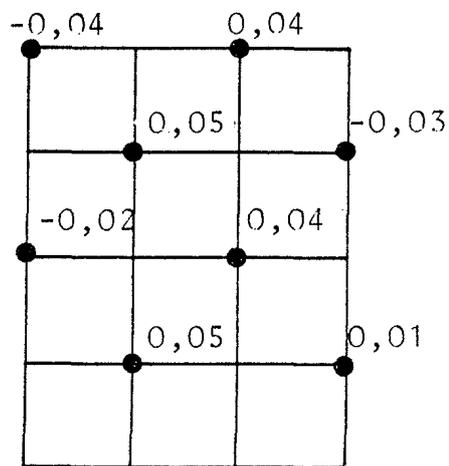
Gerüsthöhe 40 m

Untersuchter Fall III B a α / III C a α , Wind \parallel Fassade

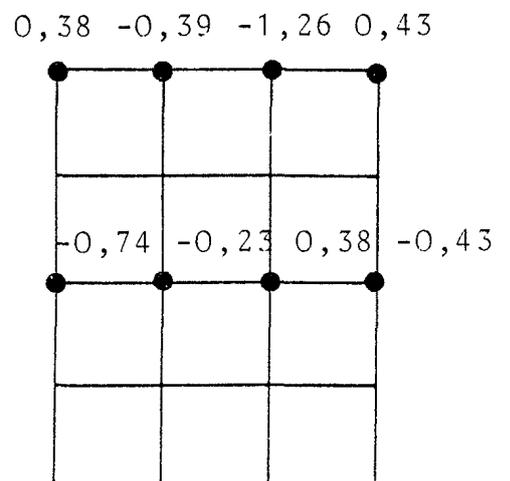
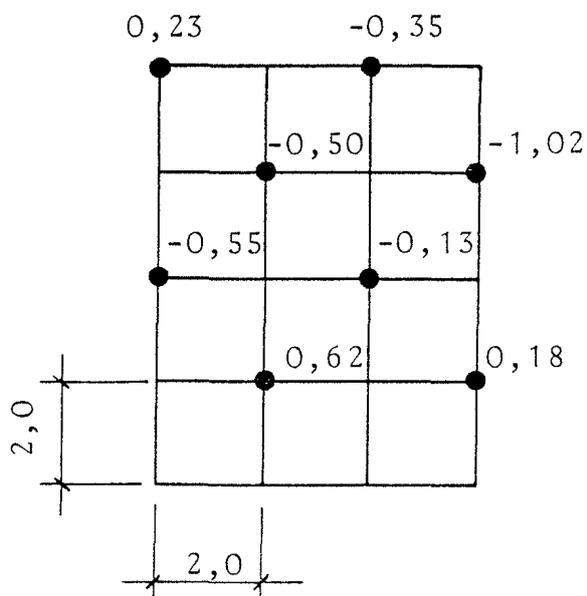
VERANKERUNGSKONZEPT B

VERANKERUNGSKONZEPT C

Verankerungskräfte \perp Fassade



Verankerungskräfte \parallel Fassade



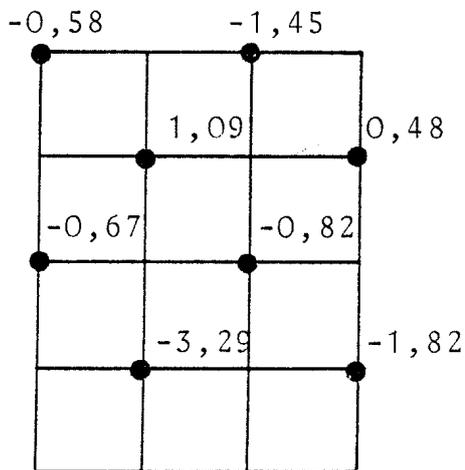
Verankerungskräfte unter γ -fachen Lasten
Gerüsthöhe 60 m

Untersuchter Fall III B a α / III B b α , Wind \perp Fassade

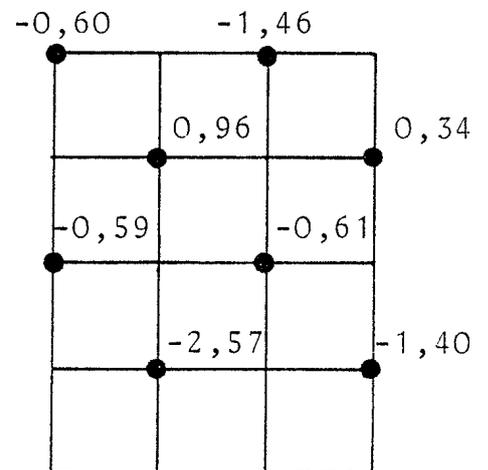
III B a α

III B b α

Verankerungskräfte \perp Fassade

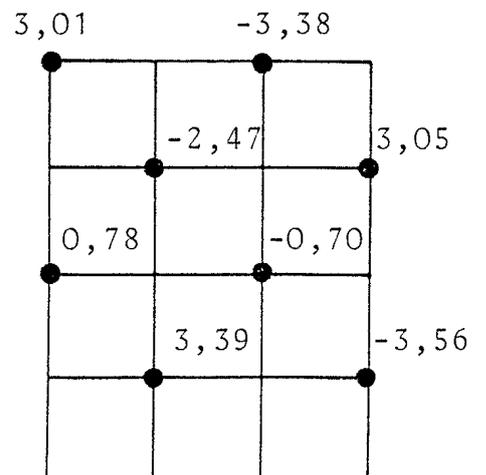
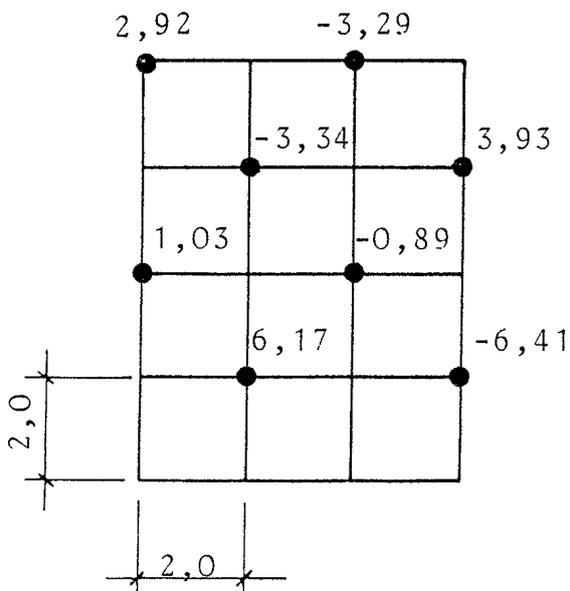


$\Sigma = 7,06$



$\Sigma = 5,93$

Verankerungskräfte \parallel Fassade



Verankerungskräfte unter γ -fachen Lasten

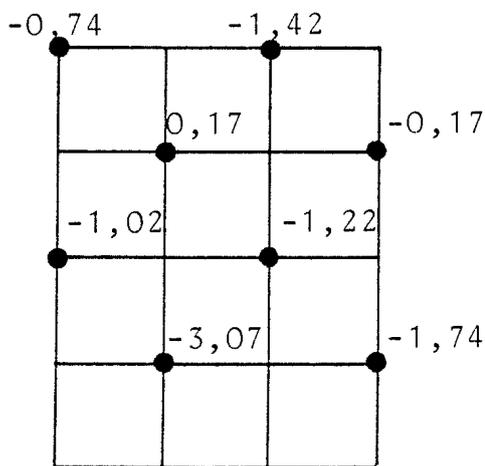
Gerüsthöhe 60 m

Untersuchter Fall II Ba α

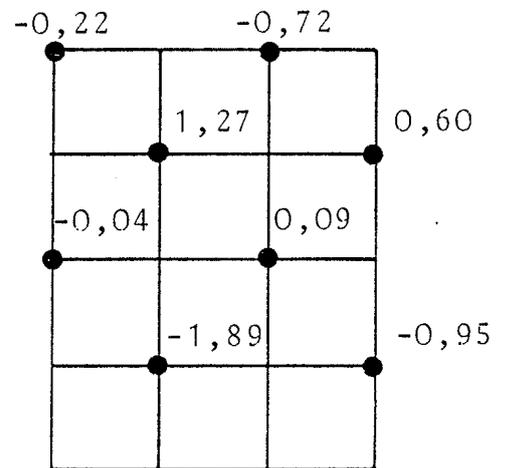
Wind \perp Fassade

Wind \parallel Fassade

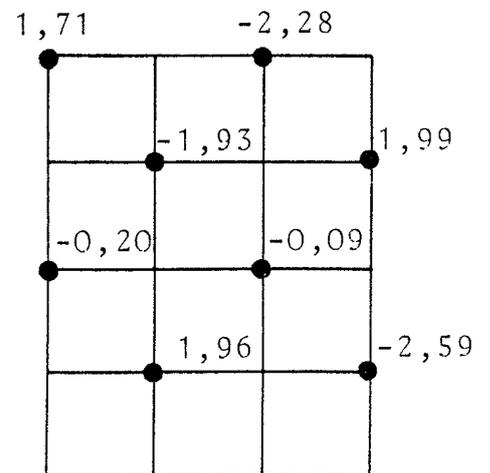
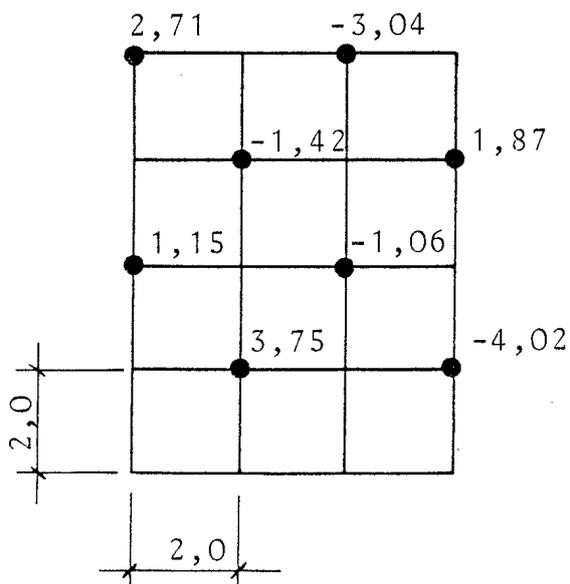
Verankerungskräfte \perp Fassade



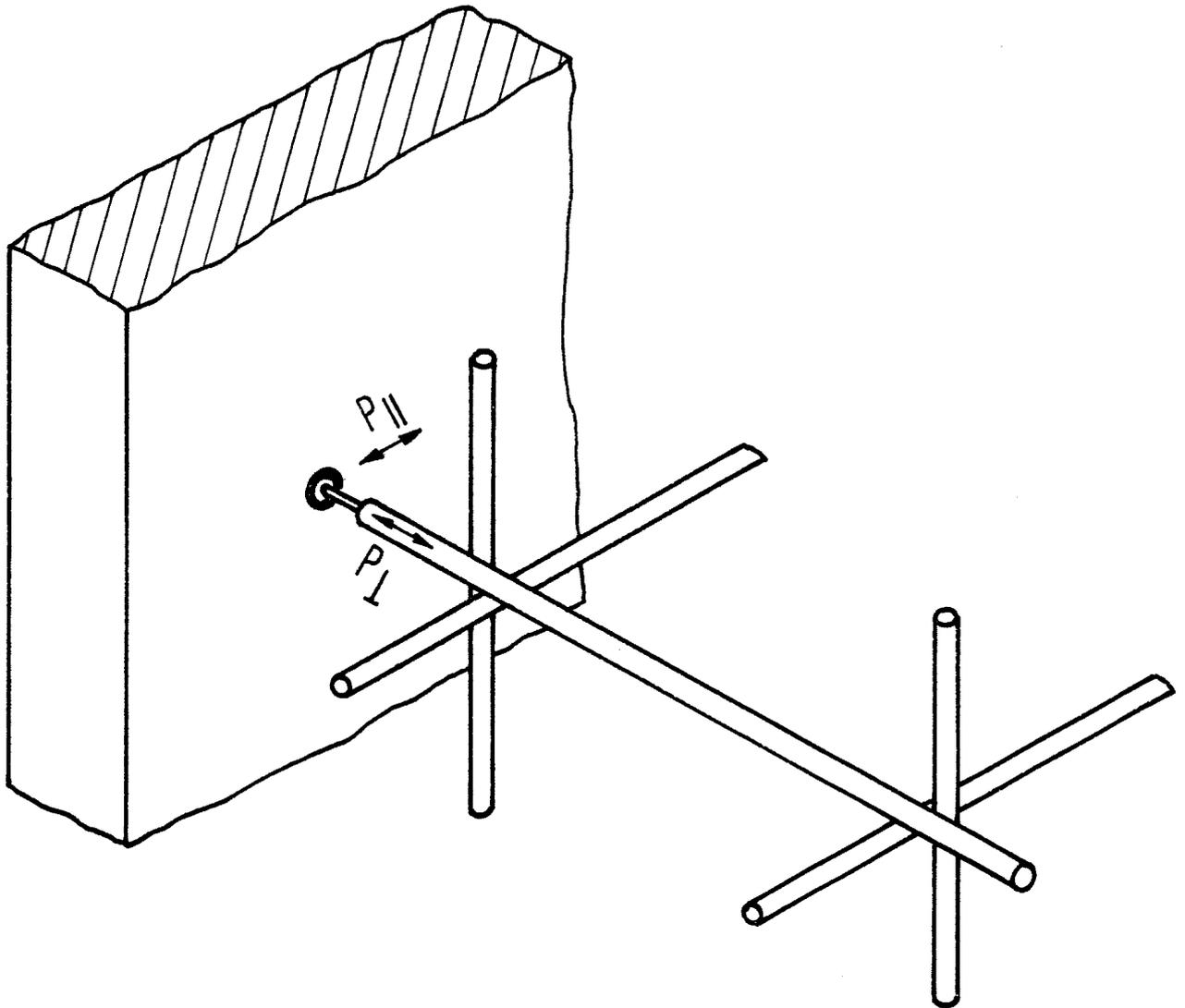
$\Sigma = -3,07$



Verankerungskräfte \parallel Fassade



$\Sigma = -1,43$



DARSTELLUNG DER ANKERKRÄFTE

(Quelle: DIN 4420, Teil 1, Ausg. März 1980)

	I A b α		II A b α		III A a α		III A a β		III A a γ	
		⊥		⊥		⊥		⊥		⊥
Wind ⊥ Fassade LF Arbeitsbetrieb					x -3,77	x -1,52	x 0,22 ⊕ 0,89	x -0,80 ⊕ -1,62	x -1,59	x -1,39
Wind Fassade LF Arbeitsbetrieb					x 0,37 ⊗ -0,94	x 0,07 ⊗ -0,01	-	-	-	-
Wind Fassade LF max. Wind					x 0,14 ⊗ -0,64	x 0,08 ⊗ 0,01	x -0,24 ⊗ -1,06	x 0,30 ⊗ -0,24	-	-
Wind ⊥ Fassade Lastkombination 2			x 3,20	x -1,51						
Wind ⊥ Fassade LF HZ	x -6,44	x -3,27								

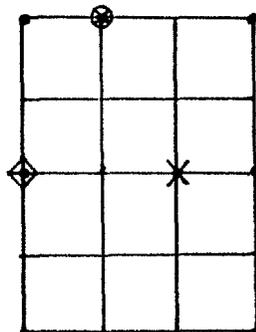


TABELLE MAXIMALE VERANKERUNGSKRÄFTE [kN] GRUNDSYSTEM, GERÜSTHÖHE 20 M

	I C b α		I B b α		I B a β		II B b α		III B a α		III C b α		III C a α		III C a γ	
		\perp		\perp		\perp		\perp		\perp		\perp		\perp		\perp
Wind \perp Fassade LF Arbeitsbetrieb									-	-	⊕	⊕	-	-	x	x
											0,08	-1,50	-	-	-1,24	-0,63
Wind \perp Fassade LF max. Wind											-	-	⊕	⊕	-	-
													0,04	-2,70	-	-
Wind Fassade LF Arbeitsbetrieb									-	-	-	-	x	x	-	-
													-1,83	-0,06	-	-
Wind Fassade LF max. Wind									⊗	⊗	-	-	x	x	-	-
									-1,02	-0,03	-	-	-1,26	-0,03	-	-
Wind \perp Fassade Lastkombination 2							△	△								
							-2,62	-0,85								
Wind \perp Fassade LF HZ	⊕	⊕	▽	▽	⊗	⊗										
	-0,01	-2,45	-1,53	-2,03	1,20	-1,92										

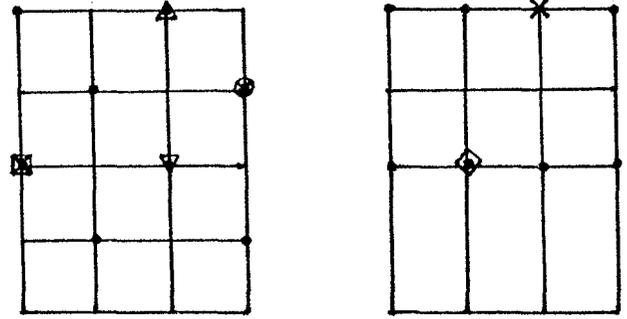
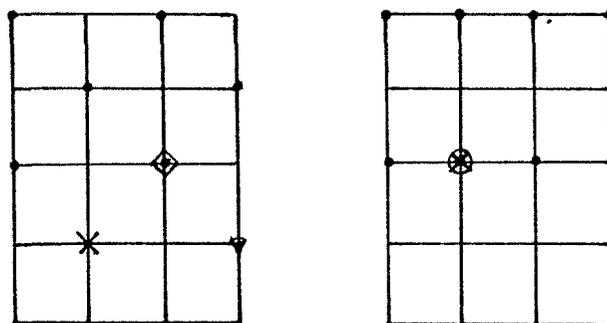


TABELLE MAXIMALE VERANKERUNGSKRÄFTE [kN] GRUNDSYSTEM, GERÜSTHÖHE 40 M

	I B b α		I B a α		I C b α		I C a α		II B a α		II B b α		III B a α		III B b α	
		⊥		⊥		⊥		⊥		⊥		⊥		⊥		⊥
Wind ⊥ Fassade LF Arbeitsbetrieb													x	x	x	x
													6,17	-3,29	3,39	-2,50
Wind ⊥ Fassade Lastkombination 2									-	-	x	x				
									3,20	-2,52						
Wind Fassade Lastkombination 2									∇	∇						
									-2,59	-0,95	-	-				
Wind Fassade LF HZ	⊕	⊕	x	x	⊗	⊗	⊗	⊗								
	-1,68	-1,84	1,59	-2,01	0,01	-2,29	0,07	-2,80								



TABELLE

MAXIMALE VERANKERUNGSKRÄFTE [kN] GRUNDSYSTEM, GERÜSTHÖHE 60 M

Anlage 5/20 zum Abschlußbericht
"Stahlrohr-Kuppelungs-Gerüste
als Fassadengerüste"

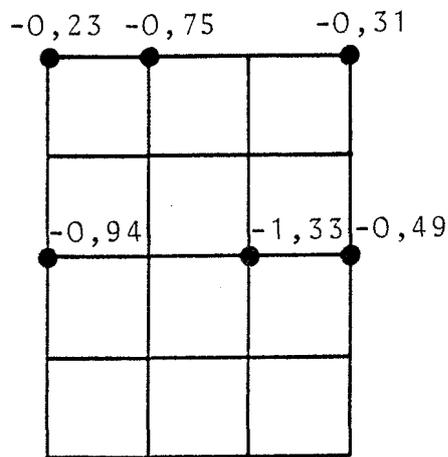
Verankerungskräfte unter γ -fachen Lasten

Gerüsthöhe 20 m

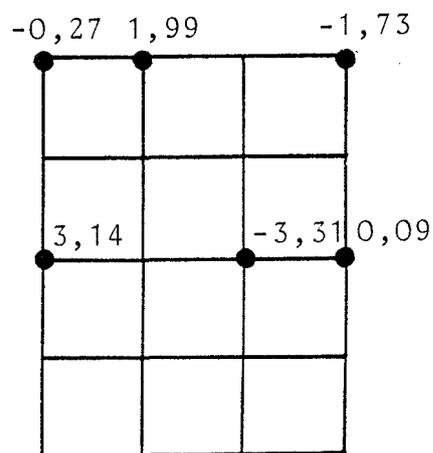
Untersuchter Fall III Aa α mit Schutzdach

LF Arbeitsbetrieb, Wind \perp Fassade

Verankerungskräfte zur \perp Fassade

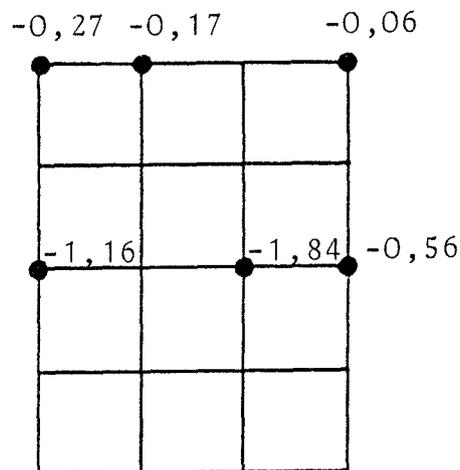


Verankerungskräfte zur \parallel Fassade

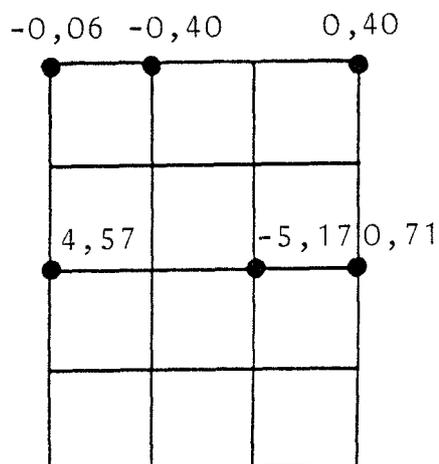


Verankerungskräfte unter γ -fachen Lasten
Gerüsthöhe 20 m
Untersuchter Fall III Aa α mit Verbreiterungskonsole,
30 cm breit
LF Arbeitsbetrieb, Wind \perp Fassade

Verankerungskräfte zur \perp Fassade



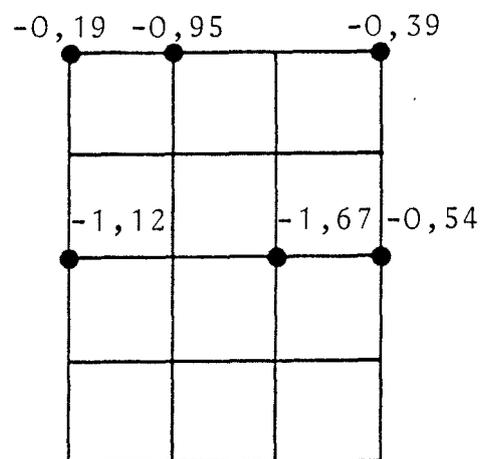
Verankerungskräfte zur \parallel Fassade



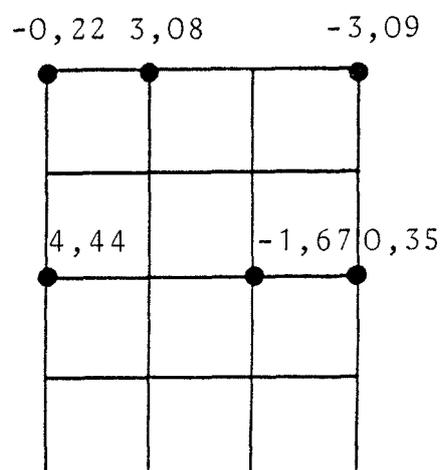
Verankerungskräfte unter γ -fachen Lasten
Gerüsthöhe 20 m

Untersuchter Fall III A α bei Verbretterung
sämtlicher Gerüstlagen
LF Arbeitsbetrieb, Wind \perp Fassade

Verankerungskräfte zur \perp Fassade



Verankerungskräfte zur \parallel Fassade

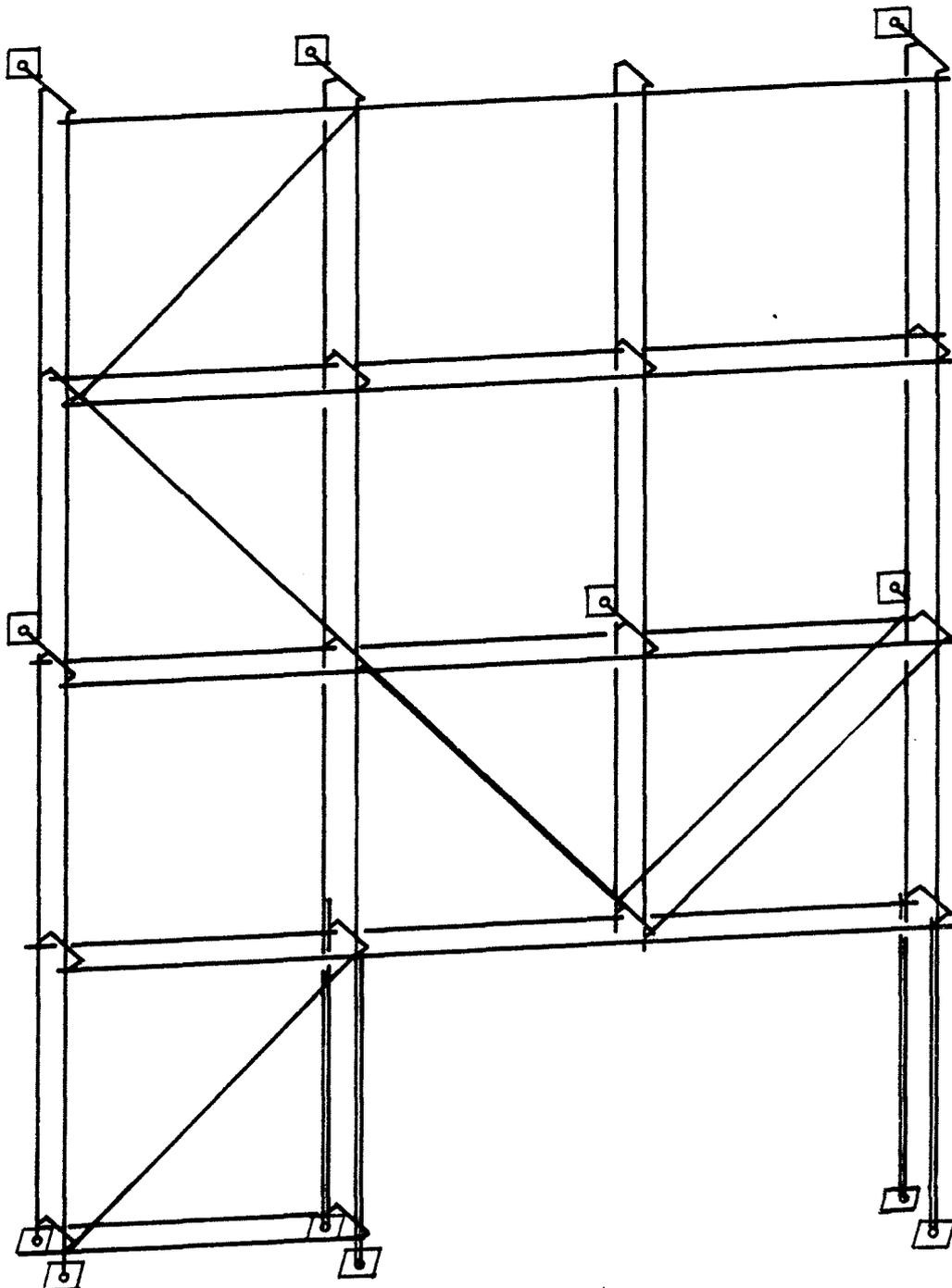


STAHLROHRGERÜST MIT ÜBERBRÜCKUNG

GERÜSTHÖHE 20 M

LF ARBEITSBETRIEB, WIND \perp FASSADE

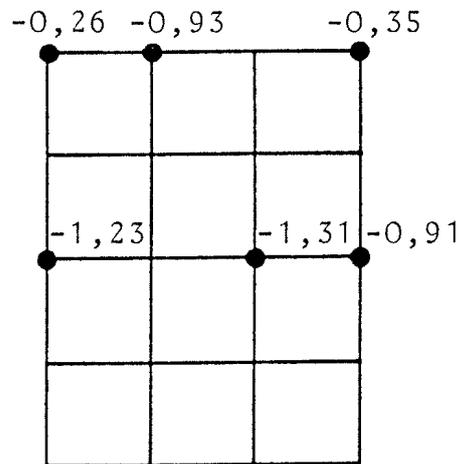
FALL III A α



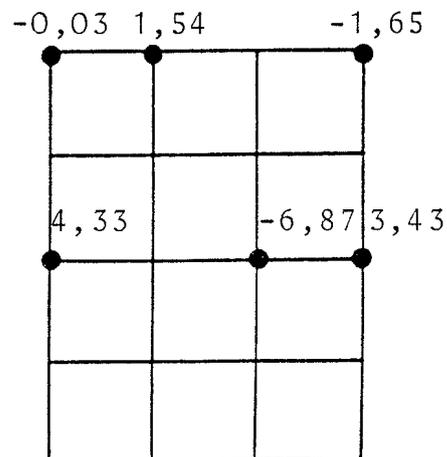
Verankerungskräfte unter γ -fachen Lasten
Gerüsthöhe 20 m

Untersuchter Fall III A α bei Verwendung einer
Überbrückung (gemäß Anlage 6/4)
LF Arbeitsbetrieb, Wind \perp Fassade

Verankerungskräfte zur \perp Fassade



Verankerungskräfte zur \parallel Fassade



Verankerungskräfte unter γ -fachen Lasten
Gerüsthöhe 20 m

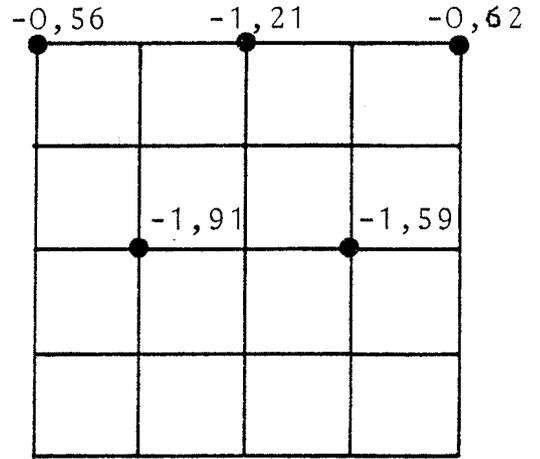
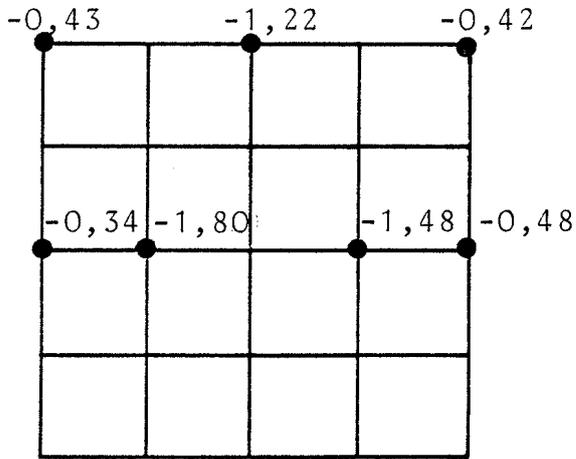
Untersuchter Fall III Da α / III Ea α

LF Arbeitsbetrieb, Wind \perp Fassade

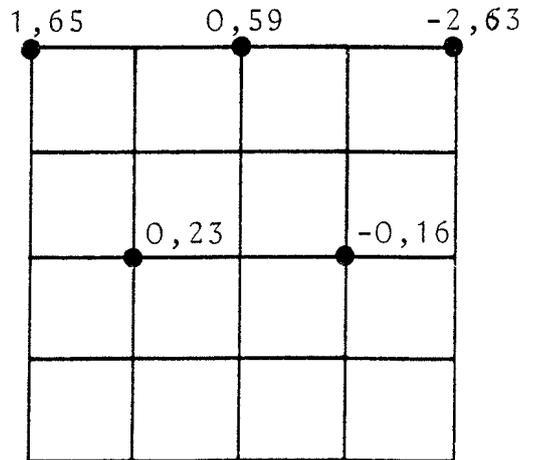
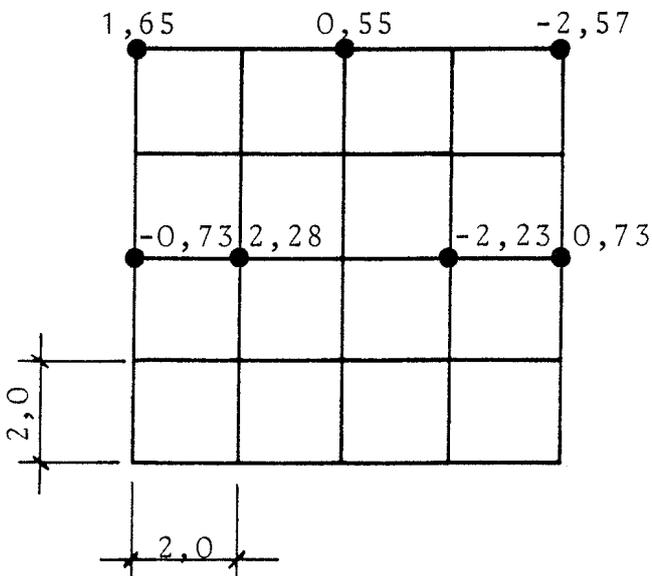
III Da α

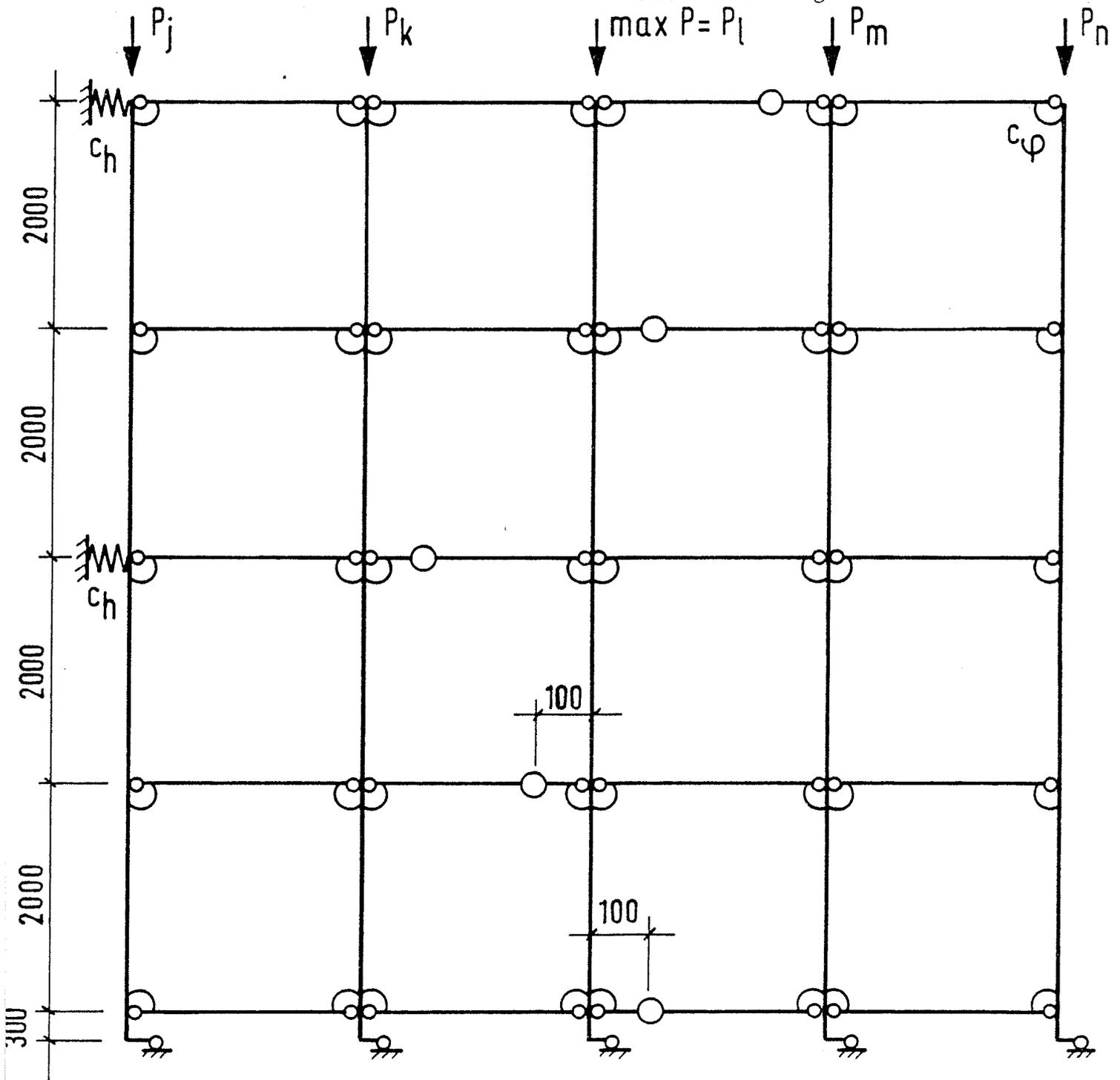
III Ea α

Verankerungskräfte \perp zur Fassade

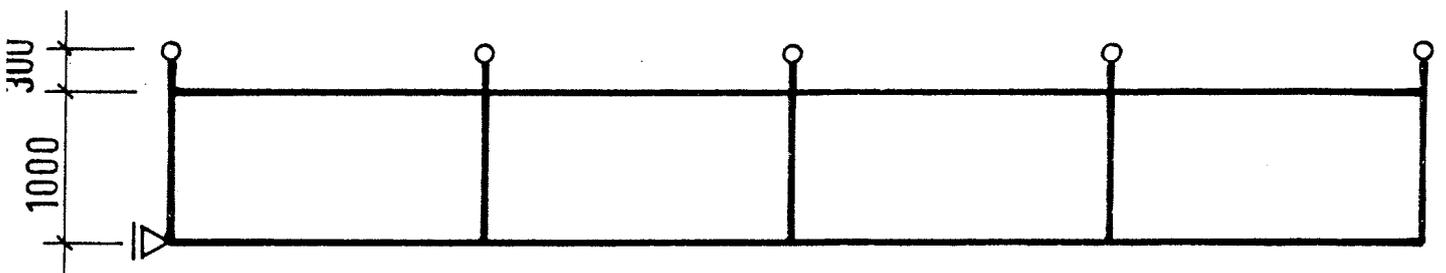


Verankerungskräfte \parallel zur Fassade





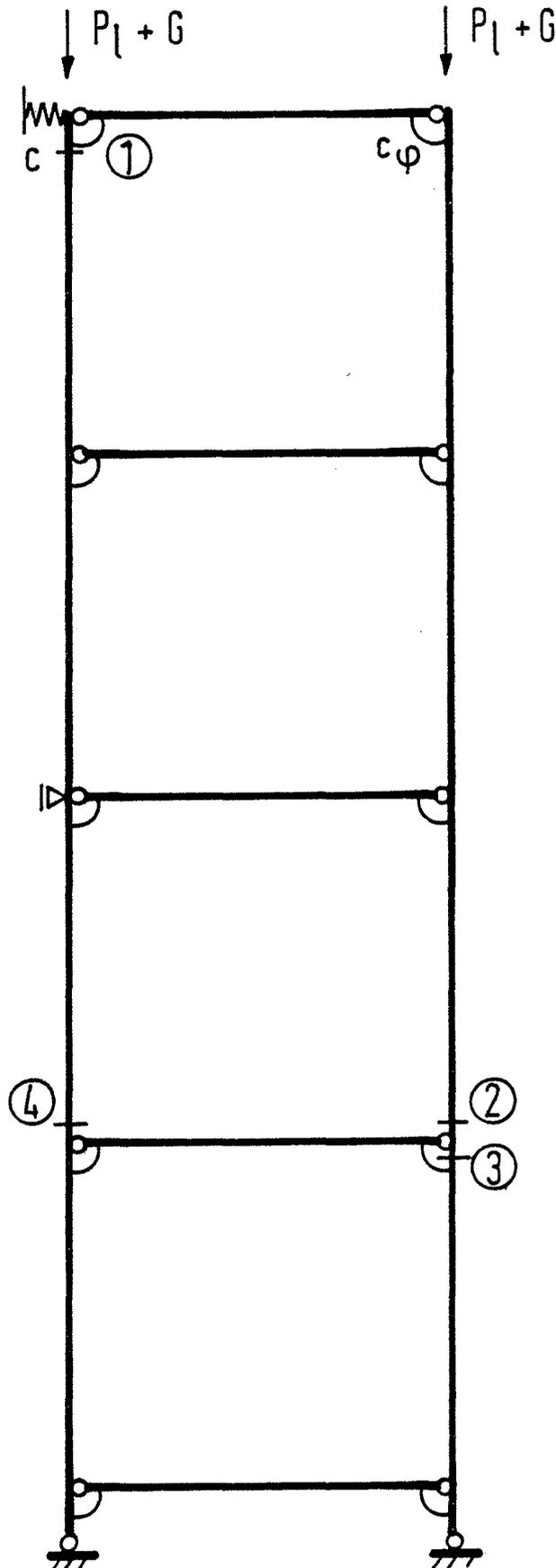
Ebenes System zur Bestimmung der Traglast ($h \leq 20 \text{ m}$)



System zur Bestimmung der Federsteifigkeit c_h der horizontalen Stützung

VERTIKALEBENE \perp ZUR FASSADE - GERÜSTHÖHE 20 M

LASTFALL ARBEITSBETRIEB



$c = 170 \text{ kN/m}$

Orte der Maximalspannung:

- 1
- 2
- 3
- 4

Windlast nach Anlage 1/4,
Seite 1

Imperfektionen nach Anlage
4/2, Annahme 1

Anlage 6/9 zum Abschlußbericht

"Stahlrohr-Kupplungs-Gerüste
als Fassadengerüste"

	$c\psi = 11,46 \text{ kNm/rad}$ $\triangleq 200 \text{ Nm/o}$	$c\psi = 26,67 \text{ kNm/rad}$ $\triangleq \text{Sekantensteifigkeit bei } 1^\circ$
$a = 0$ $b = 0$	$M = 110 \text{ kNcm}$ $N = 21,65 \text{ kN}$ } $\sigma = 22,94 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ (2)	$M = 61 \text{ kNcm}$ $N = 21,4 \text{ kN}$ } $\sigma = 14,40 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ (2)
$a = 30 \text{ cm}$ $b = 0$	$M = 116 \text{ kNcm}$ $N = 16,5 \text{ kN}$ } $\sigma = 23,07 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ (4)	$M = 61 \text{ kNcm}$ $N = 21,5 \text{ kN}$ } $\sigma = 14,41 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ (2)
$a = 30 \text{ cm}$ $b = 25 \text{ cm}$		$M = 67,0 \text{ kNcm}$ $N = 22,2 \text{ kN}$ } $\sigma = 15,57 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ (3)
$a = 30 \text{ cm}$ $b = 50 \text{ cm}$		$M = 75 \text{ kNcm}$ $N = 22,3 \text{ kN}$ } $\sigma = 16,98 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ (3)
$a = 30 \text{ cm}$ $b = 25 \text{ cm}$		$M = 64 \text{ kNcm}$ $N = 16,21 \text{ kN}$ } $\sigma = 13,99 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ (1)
$a = 30 \text{ cm}$ $b = 50 \text{ cm}$		$M = 64 \text{ kNcm}$ $N = 16,21$ } $\sigma = 13,99 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ (1)

Knotenpunkt:

Ständer - Querriegel

a = Abstand von Fassade

b = Abstand vom Knotenpunkt

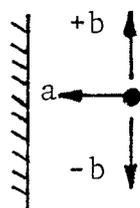
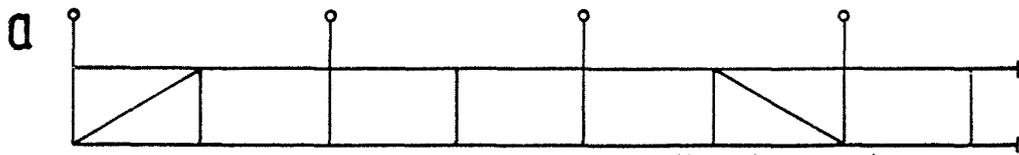
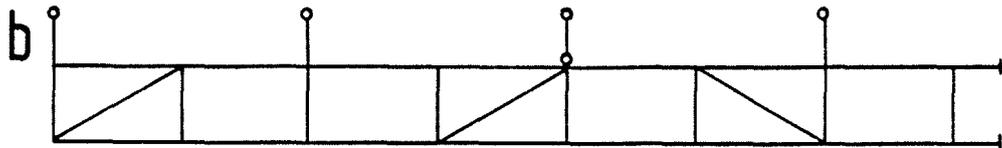


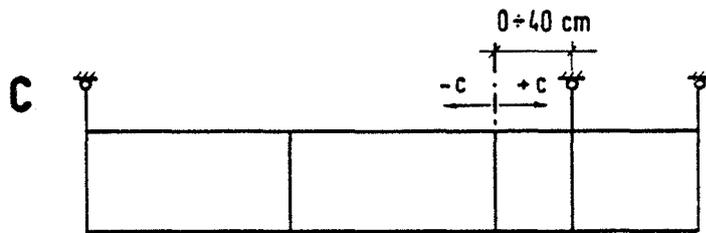
TABELLE VERTIKALEBENE \perp FASSADE - GERÜSTHÖHE 20 M
MAXIMALE SCHNITTGRÖSSEN UND SPANNUNGEN



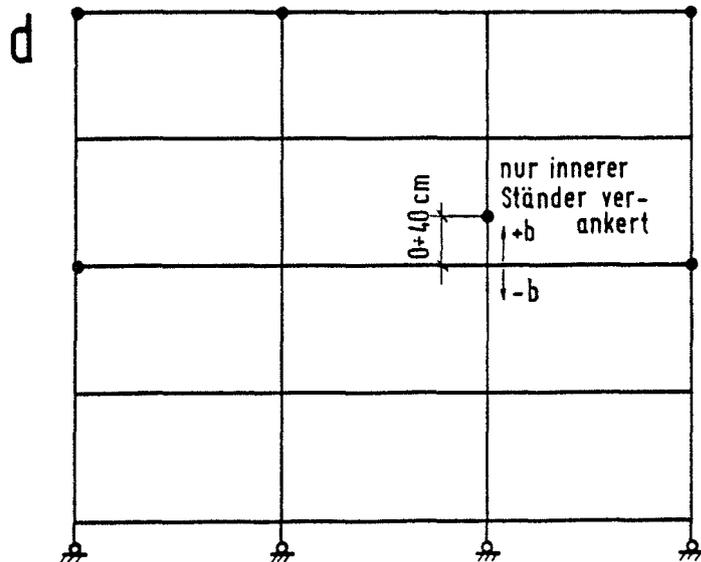
Anordnung der Horizontal diagonalen in einer Verankerungsebene



Anordnung der Horizontal diagonalen bei Anschluß eines Gerüsthalters nur an den Innenständer



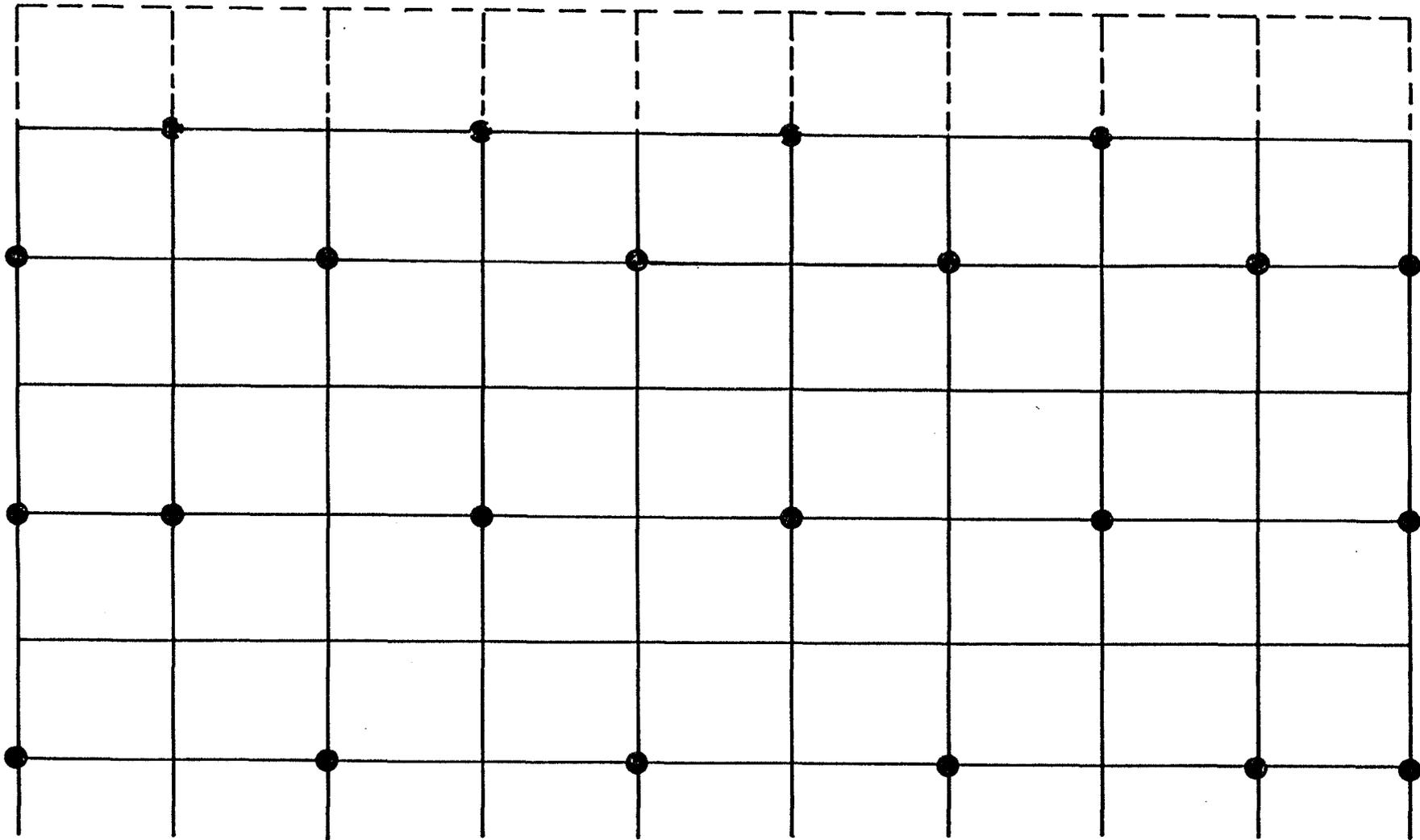
Baupraktische Abweichungen des Anschlusses der Gerüsthalter an beiden Längsriegeln



Baupraktische Abweichungen des Anschlusses der Gerüsthalter am Innenständer

GERÜSTHÖHE 20 m:

BAUPRAKTISCHE ABWEICHUNGEN DER VERANKERUNG



GERÜSTHÖHE 20 M:

UNVERANKERTE GERÜSTLAGE OBERHALB DER OBERSTEN VERANKERUNGSEBENE

Anlage 6/11 zum Abschlußbericht
"Stahlrohr-Kuppelungs-Gerüste
als Fassadengerüste"

Gruppe	Nennlast p kN/m ²	Einzellast $P^{1)}$ kN	Teilflächenlast	
			P_c kN/m ²	$\frac{\text{Teilfläche } A_c}{\text{Gerüstfläche } A}$
1	0.75	1.5	-	-
2	1.50	1.5	-	-
3	2.00	1.5	-	-
4	3.00	3.0	5.0	0.4
5	4.50	3.0	7.5	0.4
6	6.00	3.0	10.0	0.5

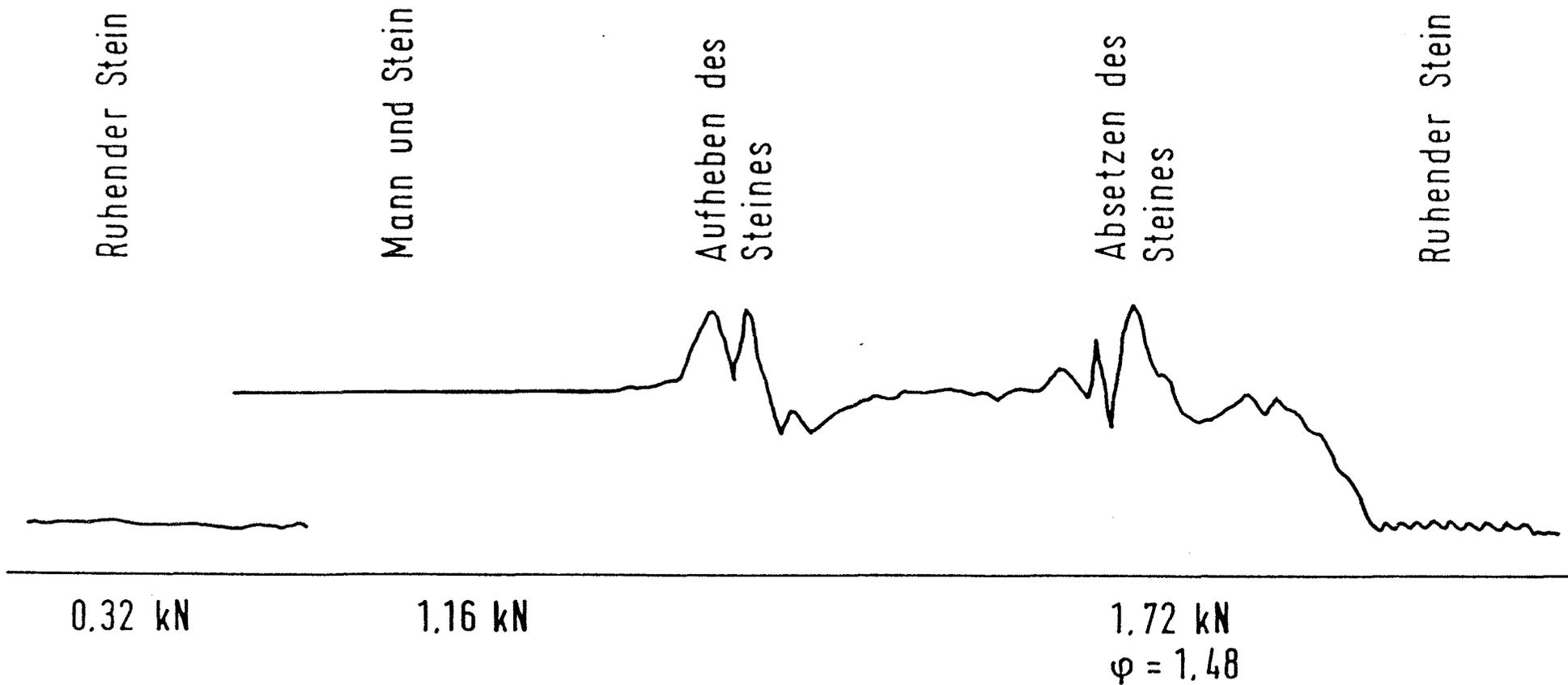
1) Belastungsfläche $0,5 \times 0,5 \text{ m}^2$, mindestens jedoch 1,5 kN je Bauelement

Arbeitsgerüste

Gerüstgruppen nach Entwurf CEN und DIN 4420 (Stand 1983)

Querschnittswerte und zulässige Verkehrslast-Biegemomente von Gerüstbohlen

Bohlenquerschnitt		g kg/m	w cm ³	zul M_p	
b cm	d cm			zul $\sigma_B = 10 \text{ N/mm}^2$ kNm	zul $\sigma_B = 12 \text{ N/mm}^2$ kNm
20	3,0	3,60	30,0	0,300 - 0,00450 l ²	0,360 - 0,00450 l ²
	3,5	4,20	40,8	0,408 - 0,00525 l ²	0,490 - 0,00525 l ²
	4,0	4,80	53,3	0,533 - 0,00600 l ²	0,640 - 0,00600 l ²
	4,5	5,40	67,5	0,675 - 0,00675 l ²	0,810 - 0,00675 l ²
	5,0	6,00	83,3	0,833 - 0,00750 l ²	1,000 - 0,00750 l ²
24	3,0	4,32	36,0	0,360 - 0,00540 l ²	0,432 - 0,00540 l ²
	3,5	5,04	49,0	0,490 - 0,00630 l ²	0,588 - 0,00630 l ²
	4,0	5,76	64,0	0,640 - 0,00720 l ²	0,768 - 0,00720 l ²
	4,5	6,48	81,0	0,810 - 0,00810 l ²	0,972 - 0,00810 l ²
	5,0	7,20	100,0	1,000 - 0,00900 l ²	1,200 - 0,00900 l ²
28	3,0	5,04	42,0	0,420 - 0,00630 l ²	0,504 - 0,00630 l ²
	3,5	5,88	57,2	0,572 - 0,00735 l ²	0,686 - 0,00735 l ²
	4,0	6,72	74,7	0,747 - 0,00840 l ²	0,896 - 0,00840 l ²
	4,5	7,56	94,5	0,945 - 0,00945 l ²	1,134 - 0,00945 l ²
	5,0	8,40	116,7	1,167 - 0,01050 l ²	1,400 - 0,01050 l ²



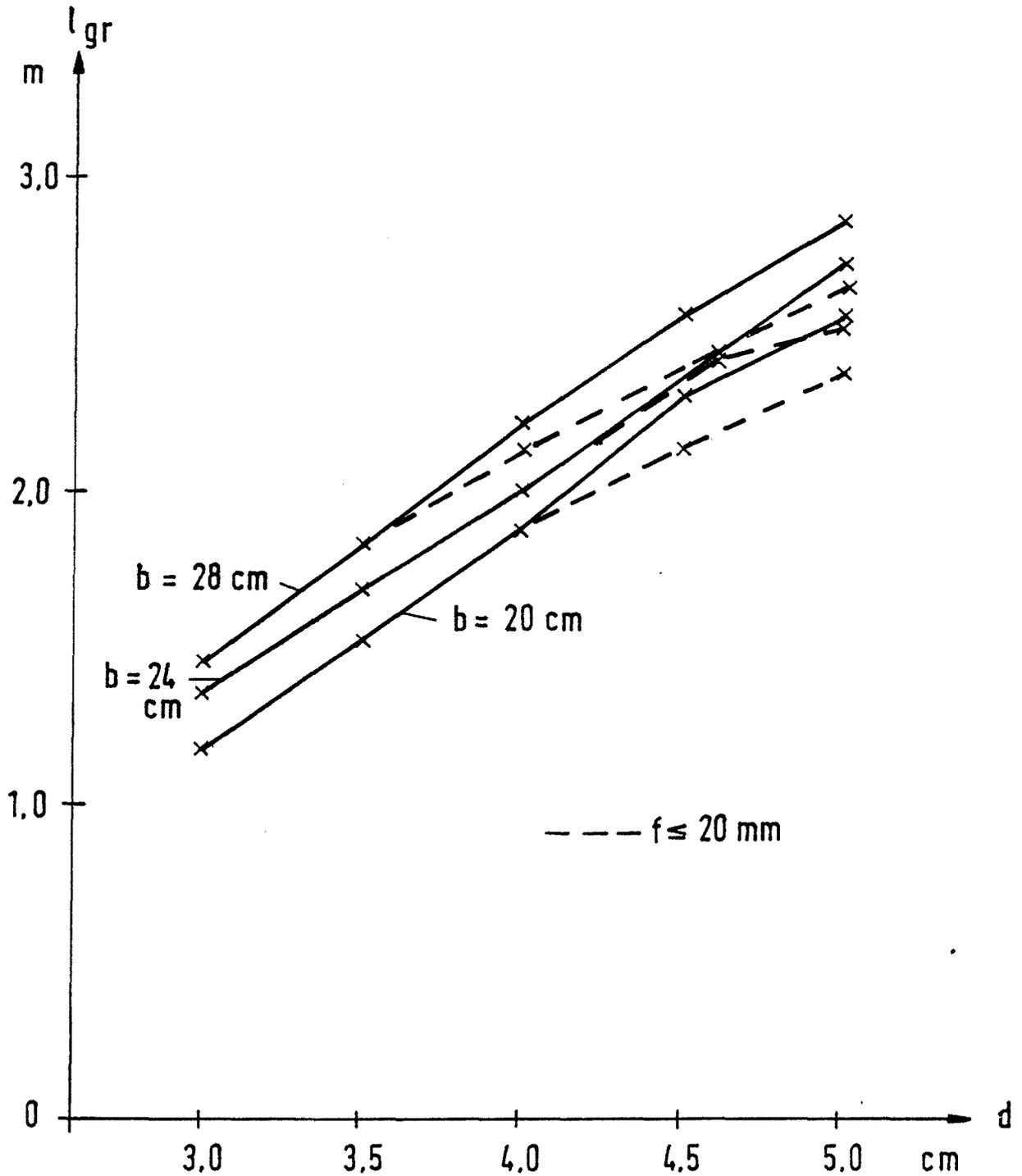
Dynamische Wirkungen auf die Durchbiegung einer Sperrholz-
rahmentafel ($l = 3.03 \text{ m}$)

Gewicht des Steines 32 kg
Gewicht des Mannes 84 kg

Gerüstbohlen: Zulässige Grenzstützweiten für Gerüstgruppe 3 nach CEN und DIN E 4420

Bohlenquerschnitt		Grenzstützweite zul l in m					
b	d	Gleichmäßig verteilte Ersatzlast $P=2 \text{ kN/m}^2$ $zul\sigma_B=10\text{N/mm}^2$	Einzellast $P = 1,0 \text{ kN}$ $A = 0,2 \times 0,2 \text{ m}^2$ $zul\sigma_B=10\text{N/mm}^2$	Einzellast $P = 1,5 \text{ kN}$ $c = 0,50 \text{ m}$ $zul\sigma_B=12\text{N/mm}^2$	Durchbiegungsbegrenzung		
cm	cm				$f \leq \frac{l}{100}$	$f \leq 25 \text{ mm}$	$f \leq 20 \text{ mm}$
20	3,0	2,346	1,271	1,193	1,246	1,558	1,450
	3,5	2,717	1,673	1,524	1,550	1,810	1,683
	4,0	3,086	2,125	1,899	1,880	2,063	1,917
	4,5	3,449	2,528	2,314	2,230	2,316	2,153
	5,0	3,807	3,138	2,764	2,605	2,570	2,388
24	3,0	2,346	1,492	1,375	1,357	1,652	1,537
	3,5	2,717	1,963	1,766	1,690	1,921	1,786
	4,0	3,086	2,483	2,205	2,052	2,190	2,036
	4,5	3,449	3,040	2,686	2,440	2,459	2,285
	5,0	3,807	3,627	3,204	2,850	2,729	2,535
28	3,0	2,346	1,707	1,553	1,460	1,737	1,616
	3,5	2,717	2,240	2,001	1,821	2,020	1,878
	4,0	3,086	2,820	2,499	2,213	2,303	2,141
	4,5	3,449	3,434	3,041	2,631	2,587	2,403
	5,0	3,807	4,071	3,617	3,075	2,872	2,667

Anlage 7/4 zum Abschlussbericht
"Stahlrohr-Kupplungs-Gerüste
als Fassadengerüste"

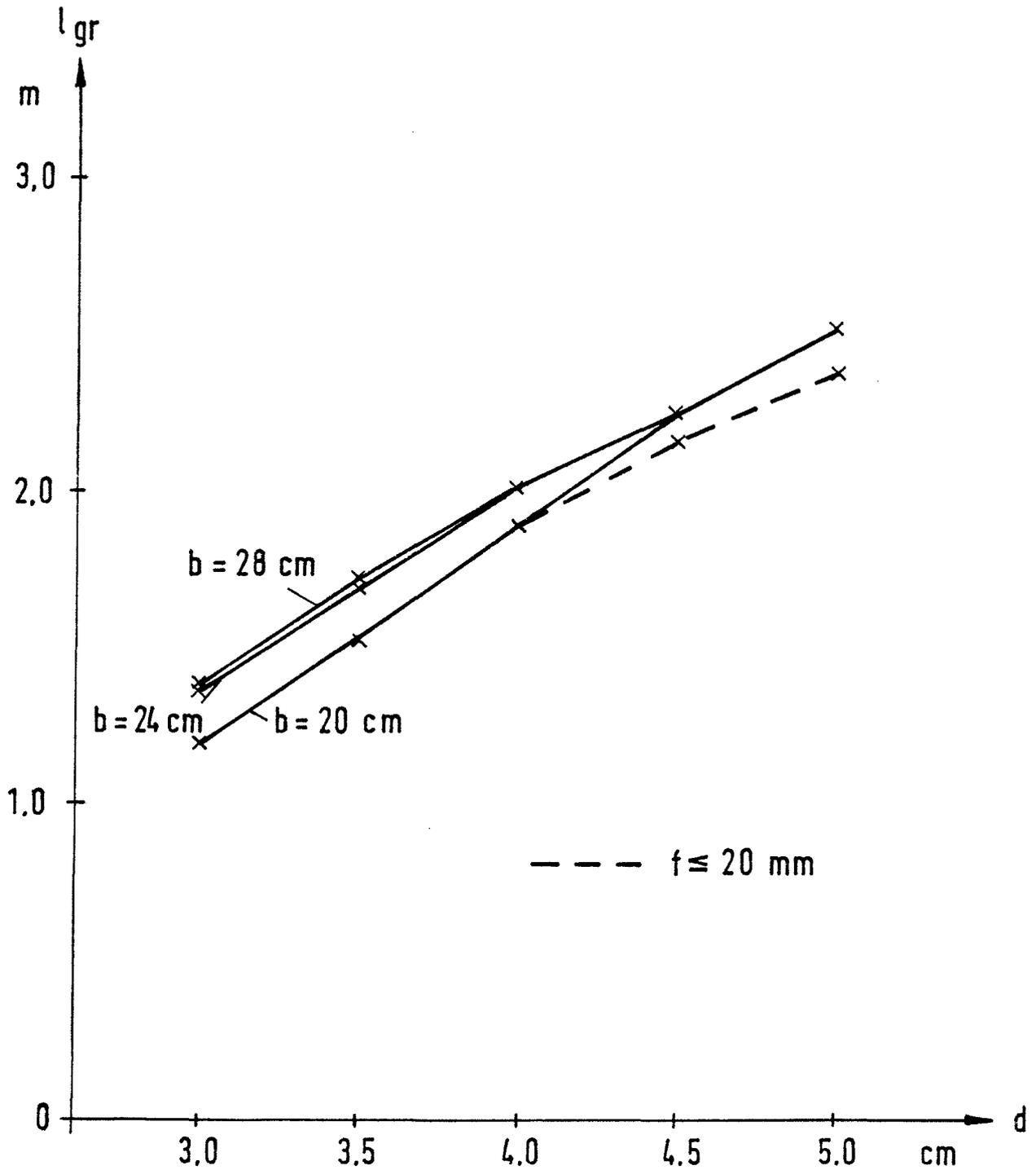


GERÜSTBOHLEN: ZULÄSSIGE GRENZSTÜTZWEITEN FÜR
GERÜSTGRUPPE 1, 2 UND 3 NACH CEN UND DINE 4420

Gerüstbohlen: Zulässige Grenzstützweiten für Gerüstgruppe 1 u. 2 nach CEN und DIN E 4420

Bohlenquerschnitt		Grenzstützweite zul l in m						
b	d	Gleichmäßig verteilte Ersatzlast Gruppe 1 P=0,75kN/m ² zulσ _B =10N/mm ²	Gleichmäßig verteilte Ersatzlast Gruppe 2 P=1,50kN/cm ² zulσ _B =10N/mm ²	Einzellast P = 1,0 kN A = 0,2x0,2 m ² zulσ _B =10N/mm ²	Einzellast P = 1,5 kN c = 0,50 m zulσ _B =12N/mm ²	Durchbiegungsbegrenzung		
cm	cm					f ≤ $\frac{1}{100}$	f ≤ 25 mm	f ≤ 20 mm
20	3,0	3,592	2,673	1,271	1,193	1,246	1,558	1,450
	3,5	4,125	3,091	1,673	1,524	1,550	1,810	1,683
	4,0	4,642	3,501	2,125	1,899	1,880	2,063	1,917
	4,5	5,145	3,906	2,528	2,314	2,230	2,316	2,153
	5,0	5,634	4,303	3,138	2,764	2,605	2,570	2,388
24	3,0	3,592	2,673	1,492	1,375	1,357	1,652	1,537
	3,5	4,125	3,091	1,963	1,766	1,690	1,921	1,786
	4,0	4,642	3,501	2,483	2,205	2,052	2,190	2,036
	4,5	5,145	3,906	3,040	2,686	2,440	2,459	2,285
	5,0	5,634	4,303	3,627	3,204	2,850	2,729	2,535
28	3,0	3,592	2,673	1,707	1,553	1,460	1,737	1,616
	3,5	4,125	3,091	2,240	2,001	1,821	2,020	1,878
	4,0	4,642	3,501	2,820	2,499	2,213	2,303	2,141
	4,5	5,145	3,906	3,434	3,041	2,631	2,587	2,403
	5,0	5,634	4,303	4,071	3,617	3,075	2,872	2,667

Anlage 7/6 zum Abschlussbericht
"Stahlrohr-Kupplungs-Gerüste
als Fassadengerüste"

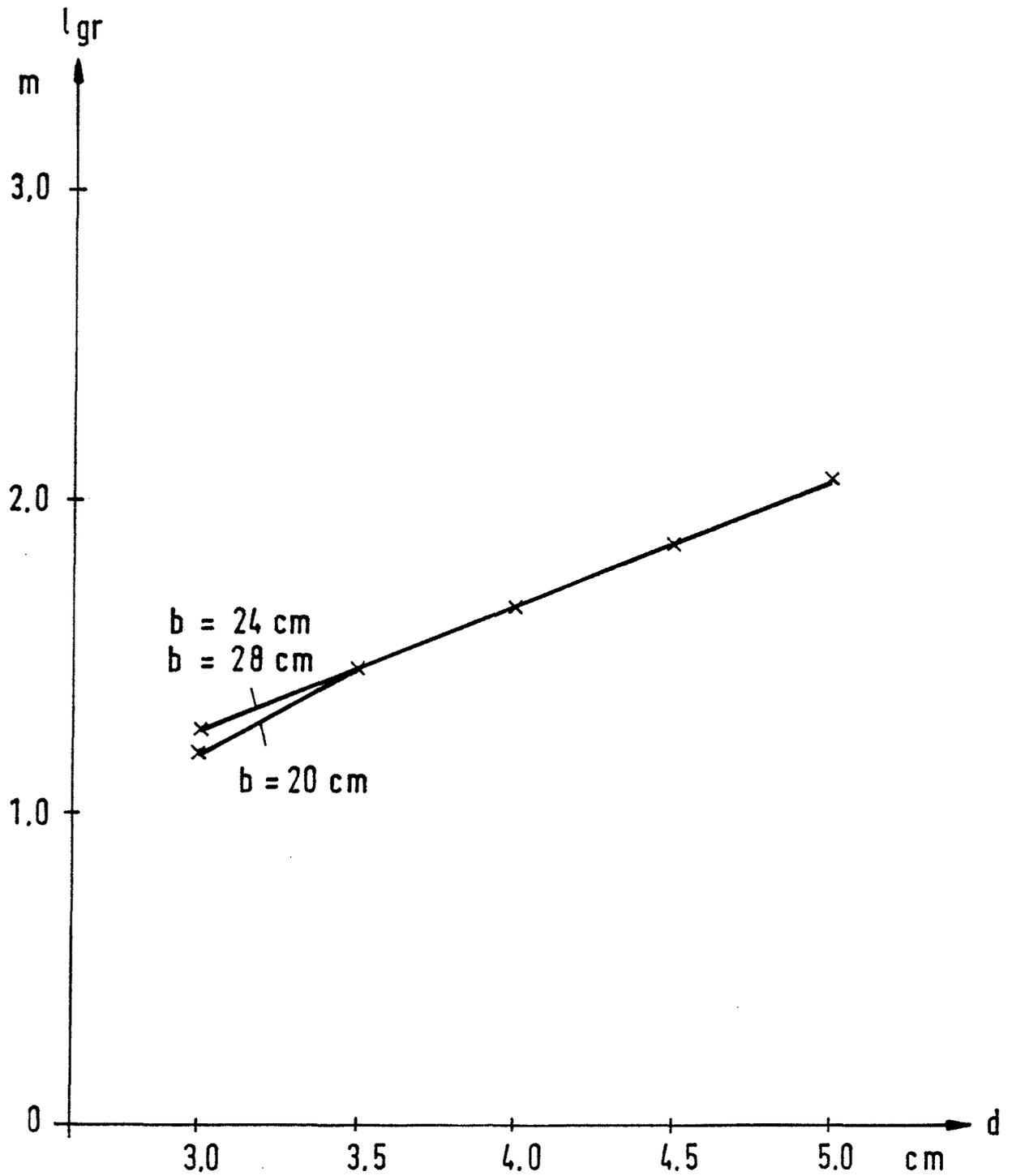


GERÜSTBOHLEN: ZULÄSSIGE GRENZSTÜTZWEITEN FÜR DIE GERÜST-
GRUPPE 4 NACH CEN UND DIN E 4420

Gerüstbohlen: Zulässige Grenzstützweiten für Gerüstgruppe 4 nach CEN und DIN E 4420

Bohlenquerschnitt		Grenzstützweite zul l in m					
b	d	Gleichmäßig verteilte Ersatzlast $P=3 \text{ kN/m}^2$ $zul\sigma_B=10\text{N/mm}^2$	Teilflächenlast $P_C = 5,0 \text{ kN/m}^2$ Teilfläche A_C $\frac{\text{Gerüstfläche } A_C}{\text{Gerüstfläche } A} = 0,4$ $zul\sigma_B = 10 \text{ N/mm}^2$	Einzellast $P = 3,0 \text{ kN}$ $c = 0,50 \text{ m}$ $zul\sigma_B = 12\text{N/mm}^2$	Durchbiegungsbegrenzung		
cm	cm				$f \leq \frac{l}{100}$	$f \leq 25 \text{ mm}$	$f \leq 20 \text{ mm}$
20	3,0	1,943	1,522	1,193	1,246	1,558	1,450
	3,5	2,255	1,770	1,524	1,550	1,810	1,683
	4,0	2,565	2,017	1,899	1,880	2,063	1,917
	4,5	2,873	2,264	2,314	2,230	2,316	2,153
	5,0	3,178	2,507	2,764	2,605	2,570	2,388
24	3,0	1,943	1,522	1,375	1,357	1,652	1,537
	3,5	2,255	1,771	1,766	1,690	1,921	1,786
	4,0	2,565	2,017	2,205	2,052	2,190	2,036
	4,5	2,873	2,264	2,686	2,440	2,459	2,285
	5,0	3,178	2,508	3,204	2,850	2,729	2,535
28	3,0	1,943	1,522	1,420	1,383	1,674	1,558
	3,5	2,255	1,770	1,825	1,724	1,949	1,810
	4,0	2,565	2,017	2,279	2,094	2,219	2,063
	4,5	2,873	2,264	2,777	2,489	2,493	2,316
	5,0	3,178	2,508	3,310	2,908	2,766	2,570

Anlage 7/8 zum Abschlussbericht
"Stahlrohr-Kuppelungs-Gerüste
als Fassadengerüste"

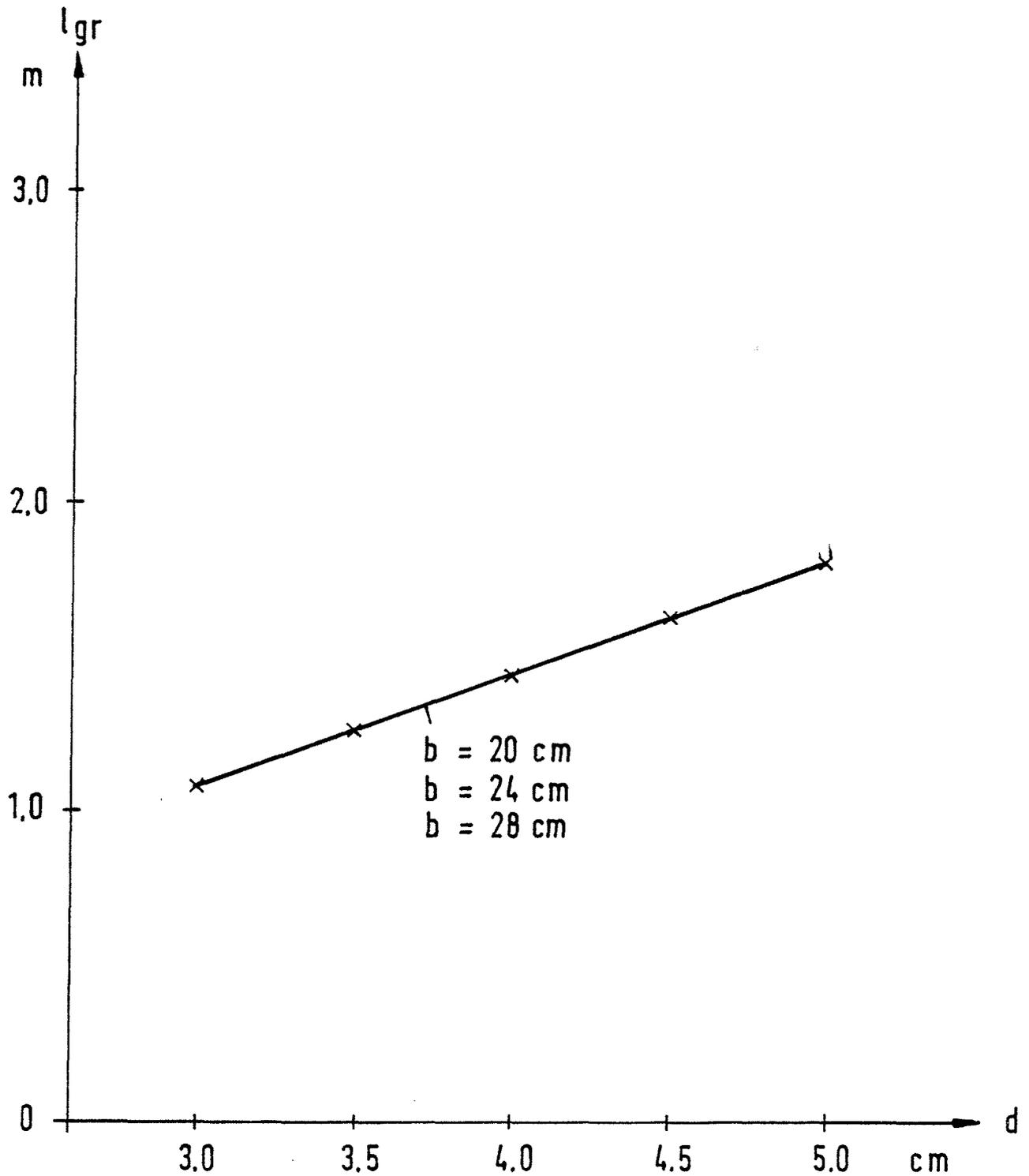


GERÜSTBOHLEN: ZULÄSSIGE GRENZSTÜTZWEITEN FÜR DIE GERÜST-
GRUPPE 5 NACH CEN UND DIN E 4420

Gerüstbohlen: Zulässige Grenzstützweiten für Gerüstgruppe 5 nach CEN und DIN E 4420

Bohlenquerschnitt		Grenzstützweite zul l in m					
b	d	Gleichmäßig verteilte Ersatzlast $P=4,5\text{ kN/m}^2$ $\text{zul}\sigma_B=10\text{ N/mm}^2$	Teilflächenlast $P_C=7,5\text{ kN/m}^2$ Teilfläche A_C $\frac{A_C}{\text{Gerüstfläche } A}=0,4$ $\text{zul}\sigma_B=10\text{ N/mm}^2$	Einzellast $P=3,0\text{ kN}$ $c=0,50\text{ m}$ $\text{zul}\sigma_B=12\text{ N/mm}^2$	Durchbiegungsbegrenzung		
cm	cm				$f \leq \frac{l}{100}$	$f \leq 25\text{ mm}$	$f \leq 20\text{ mm}$
20	3,0	1,601	1,250	1,193	1,246	1,558	1,450
	3,5	1,862	1,455	1,524	1,550	1,810	1,683
	4,0	2,121	1,660	1,899	1,880	2,063	1,917
	4,5	2,379	1,864	2,314	2,230	2,316	2,153
	5,0	2,635	2,067	2,764	2,605	2,570	2,388
24	3,0	1,601	1,250	1,375	1,357	1,652	1,537
	3,5	1,862	1,455	1,766	1,690	1,921	1,786
	4,0	2,121	1,660	2,205	2,052	2,190	2,036
	4,5	2,379	1,864	2,686	2,440	2,459	2,285
	5,0	2,635	2,067	3,204	2,850	2,729	2,535
28	3,0	1,601	1,250	1,420	1,383	1,674	1,558
	3,5	1,862	1,455	1,825	1,724	1,949	1,810
	4,0	2,121	1,660	2,279	2,094	2,219	2,063
	4,5	2,379	1,864	2,777	2,489	2,493	2,316
	5,0	2,635	2,067	3,310	2,908	2,766	2,570

Anlage 7/10 zum Abschlussbericht
"Stahlrohr-Kupplungs-Gerüste
als Fassadengerüste"



GERÜSTBOHLEN: ZULÄSSIGE GRENZSTÜTZWEITEN FÜR DIE GERÜST-
GRUPPE 6 NACH CEN UND DIN E 4420

Gerüstbohlen: Zulässige Grenzstützweiten für Gerüstgruppe 6 nach CEN und DIN E 4420

Bohlenquerschnitt		Grenzstützweiten zul l in m					
b	d	Gleichmäßig verteilte Ersatzlast $P = 6 \text{ kN/m}^2$ $\text{zul}\sigma_B = 10 \text{ N/mm}^2$	Teilflächenlast $P_C = 10,0 \text{ kN/m}^2$ Teilfläche A_C $\frac{A_C}{\text{Gerüstfläche } A} = 0,5$ $\text{zul}\sigma_B = 10 \text{ N/mm}^2$	Einzellast $P = 3,0 \text{ kN}$ $c = 0,50 \text{ m}$ $\text{zul}\sigma_B = 12 \text{ N/mm}^2$	Durchbiegungsbegrenzung		
cm	cm				$f \leq \frac{1}{100}$	$f \leq 25 \text{ mm}$	$f \leq 20 \text{ mm}$
20	3,0	1,393	1,086	1,193	1,246	1,558	1,450
	3,5	1,621	1,264	1,524	1,550	1,810	1,683
	4,0	1,848	1,443	1,899	1,880	2,063	1,917
	4,5	2,075	1,621	2,314	2,230	2,316	2,153
	5,0	2,300	1,799	2,764	2,605	2,570	2,388
24	3,0	1,393	1,086	1,375	1,357	1,652	1,537
	3,5	1,621	1,264	1,766	1,690	1,921	1,786
	4,0	1,848	1,443	2,205	2,052	2,190	2,036
	4,5	2,075	1,621	2,686	2,440	2,459	2,285
	5,0	2,300	1,799	3,204	2,850	2,729	2,535
28	3,0	1,393	1,086	1,420	1,383	1,674	1,558
	3,5	1,621	1,264	1,825	1,724	1,949	1,810
	4,0	1,848	1,443	2,279	2,094	2,219	2,063
	4,5	2,075	1,621	2,777	2,489	2,493	2,316
	5,0	2,300	1,799	3,310	2,908	2,766	2,570

Anlage 7/13 zum Abschlußbericht

"Stahlrohr-Kupplungs-Gerüste
als Fassadengerüste"

Zulässige Stützweiten in m für Gerüstbohlen nach
Entwurf DIN 4420

Brett- oder Bohlenbreite [cm]	Gerüst gruppe CEN	Brett- oder Bohlendicke [cm]				
		3,0	3,5	4,0	4,5	5,0
20	1	1,00	1,50	1,75	2,25	2,50
	2	1,00	1,50	1,75	2,25	2,50
	3	1,00	1,50	1,75	2,25	2,50
	4	1,00	1,50	1,75	2,25	2,50
	5	1,00	1,50	1,50	1,75	2,00
	6	1,00	1,25	1,25	1,50	1,75
24	1	1,25	1,50	2,00	2,50 ¹⁾	2,75 ¹⁾
	2	1,25	1,50	2,00	2,50 ¹⁾	2,75 ¹⁾
	3	1,25	1,50	2,00	2,50 ¹⁾	2,75 ¹⁾
	4	1,25	1,50	2,00	2,25	2,50
	5	1,25	1,50	1,50	1,75	2,00
	6	1,00	1,25	1,25	1,50	1,75
28	1	1,50	1,75	2,25 ¹⁾	2,50	2,75
	2	1,50	1,75	2,25 ¹⁾	2,50	2,75
	3	1,50	1,75	2,25 ¹⁾	2,50	2,75
	4	1,25	1,75	2,00	2,25	2,50
	5	1,25	1,50	1,50	1,75	2,00
	6	1,00	1,25	1,25	1,50	1,75

Die Durchbiegung unter Einzellast ist mit $f \leq 25$ mm bzw.
 $f/l < 1/100$ begrenzt

1) Eine geringfügige Überschreitung der zul. Durchbiegung
von 25 mm wurde zugelassen.

Regelausführungen für Fassadengerüste aus Stahlrohren

Gesamtgerüsthöhe [m]	Verankerungsschema	Ständerabstand l [m] bei Gerüstgruppe *)		
		1/2	3	4
bis 20		2,50	2,50	2,00
bis 30		2,50	2,00	2,00
bis 40		2,50	2,00	2,00
bis 60	<p>Verankerung der oberen 20 m n. Verankerungsschema f. Gesamtgerüsthöhe bis 20 m</p>	1,80	1,80	1,80

*) Gerüstgruppe nach E DIN 4420 (Fassung Jan. 1984)