

Theme 3. Mixed structures involving materials other than steel with concrete

Objektyp: **Group**

Zeitschrift: **IABSE reports = Rapports AIPC = IVBH Berichte**

Band (Jahr): **60 (1990)**

PDF erstellt am: **23.07.2024**

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

THEME 3

**Mixed Structures involving Materials
other than Steel with Concrete**

**Construction mixte impliquant d'autres matériaux
que l'acier et le béton**

**Mischbausysteme, die andere Werkstoffe als Stahl
und Beton beinhalten**

Leere Seite
Blank page
Page vide

Behaviour of Reinforced Concrete Block Masonry Walls

Comportement des murs en maçonnerie avec renforcement
en béton armé

Verhalten von Wänden aus Zementhohlsteinen mit Bewehrung

A. H. HOSNY

Professor
Ain Shams Univ.
Cairo, Egypt



A. H. Hosny, born in 1929. Received his B.Sc. degree in civil eng. from Cairo univ., in 1950, his M.Sc. deg. from the same univ. in 1954. He received his Ph.D. from Leeds univ., U.K., in 1957.

M. I. SOLIMAN

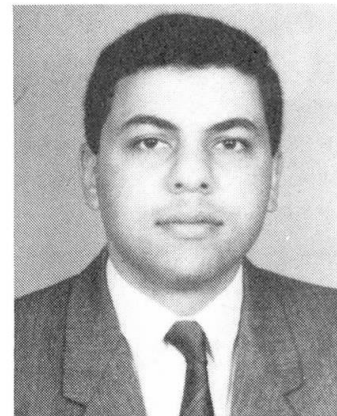
Assist. Professor
Ain Shams Univ.
Cairo, Egypt



M. I. Soliman, born in 1946. Received his B.Sc. degree in civil eng. from Ain Shams univ. in 1972. He received a M.Eng. deg. from McGill univ., Canada in 1975 and his Ph.D. in 1979 from the same univ.

A. A. RAHMAN

Research Assist.
Ain Shams Univ.
Cairo, Egypt



A. A. Rahman, born in 1964. Received his B.Sc. degree in civil eng. from Ain Shams univ., Cairo in 1986. Received his M.Sc. deg. from the same univ. in 1989.

SUMMARY

An experimental-theoretical study was conducted to investigate the general deformational behaviour of reinforced concrete block masonry walls. Seven specimens were tested under a concentrated load. The percentage of the vertical or the horizontal reinforcement was varied. The effect of the bond beam at the top of the wall was studied. The theoretical study was conducted using a non-linear finite element analysis. Some general conclusions are summarized.

RÉSUMÉ

Une étude expérimentale et théorique a été conduite afin de rechercher le comportement de déformation général des murs en maçonnerie avec renforcement en béton armé. Sept échantillons différents de mur ont été testés sous l'effet d'une charge concentrée, en faisant varier le pourcentage d'acier vertical ou horizontal. On a étudié l'effet d'une poutre de raidissement au sommet du mur. L'étude théorique a été conduite en utilisant une analyse des éléments finis non linéaires. Des conclusions sont présentées.

ZUSAMMENFASSUNG

Eine experimentelle und theoretische Studie wurde durchgeführt, um die allgemeine Verhaltensweise von Wänden aus Zementhohlsteinen mit Bewehrung zu ermitteln. Sieben Wände mit verschiedener senkrechter oder waagrechter Bewehrung, und verschiedener Bewehrung der oberen Verbundträger wurden getestet. Die theoretische Studie wurde unter Verwendung der nichtlinearen Finite Element Methode durchgeführt. Allgemeine Schlussfolgerungen werden dargelegt.



1. INTRODUCTION

Masonry structures are designed and constructed to sustain uniform loads coming from self weight, weight of slabs above, and superimposed loads, and lateral loads coming from wind, or seismic loads. Masonry structures are also subjected to concentrated loads, which can be the reaction of any cross beams dividing the slabs above. The code of practices have specified different methods for the design of masonry walls under concentrated loads. These methods do not differentiate between plain, or reinforced walls, or whether the walls with, or without a bond beam. These methods assume that the resulting stresses from the concentrated load can be considered uniform within the wall, at a certain height of these walls.

The present study aims to investigate the general deformational behaviour of reinforced masonry walls under concentrated loads. The effect of the vertical and horizontal reinforcement, on the resulting stress distribution within this type of walls, was taken into consideration. Also, the effect of the bond beam at the top of the wall, on increasing the ultimate carrying capacity of the reinforced masonry walls, was included. A comment on the resulting stress distribution in the light of the code provisions, as well as, a comparison between the behaviour of the plain and reinforced walls, are given.

2. THE EXPERIMENTAL WORK

2.1 Materials

The block units were of the two hollow core concrete block type of nominal dimensions 40 x 20 x 20. The average compressive strength was 200 kg/cm². The mortar was designated as a PL mortar (ASTM C-476). The average compressive strength was 255 kg/cm² after 28 days. The grout used in filling the bond beams and the vertical cores, was of a coarse grout mix according to (ASTM C-476), with average prism strength after 28 days equal 165 kg/cm². The steel reinforcement was of the normal mild steel with a yield strength of 2500 kg/cm².

2.2 Test specimens

Seven reinforced concrete block masonry walls were constructed with overall dimensions 1.20 m width x 1.00 m height x 0.20 m thickness. The walls were erected on a reinforced concrete beams to serve as bases for the specimens. The walls were reinforced vertically and horizontally, and fully grouted, as shown in fig. 1. Six of these specimens had a bond beam at the top of each wall, with the same width and thickness as the specimens, and of 0.20 m height. The bond beam reinforcement was 2 ϕ 13 lower, 2 ϕ 10 upper, and 6 ϕ 6 as stirrups. The vertical reinforcement was varied in 3 specimens, while the horizontal reinforcement was varied in another 3 specimens. The seventh specimen was constructed without a bond beam at the top, but with the dimensions and reinforcement as one of those with a bond beam.

2.3 Testing

The walls were loaded by a single concentrated load applied at the top mid point of the wall. The load was increased from zero up to the failure load. During the testing, the strain measurements across the mortar joints and in the steel reinforcement, were

measured. Also, the deformations of the walls were observed at different load stages.

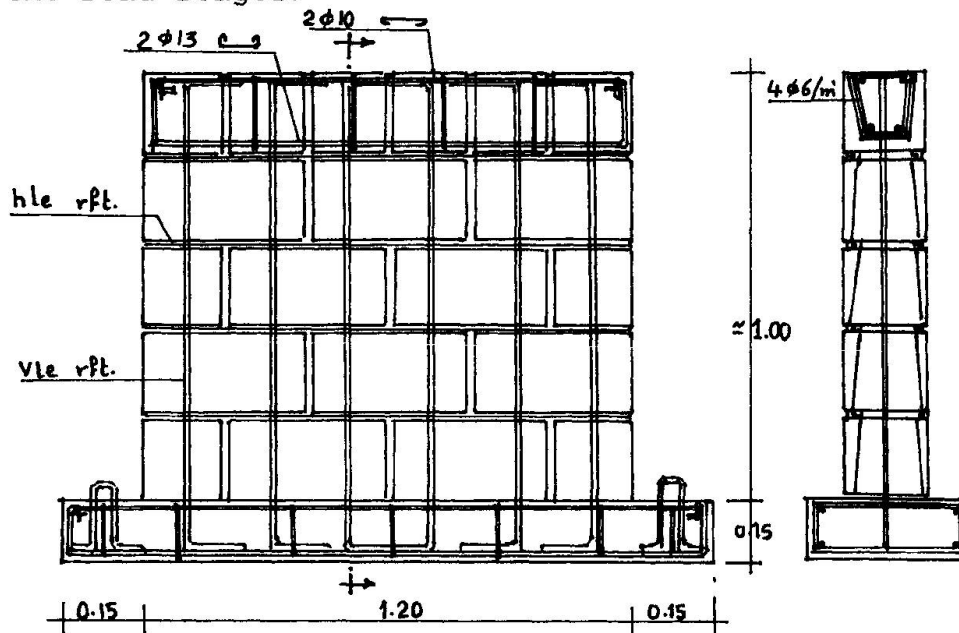


Fig.1 Details of the reinforced walls

3. RESULTS AND DISCUSSION

3.1 Crack pattern and failure mode

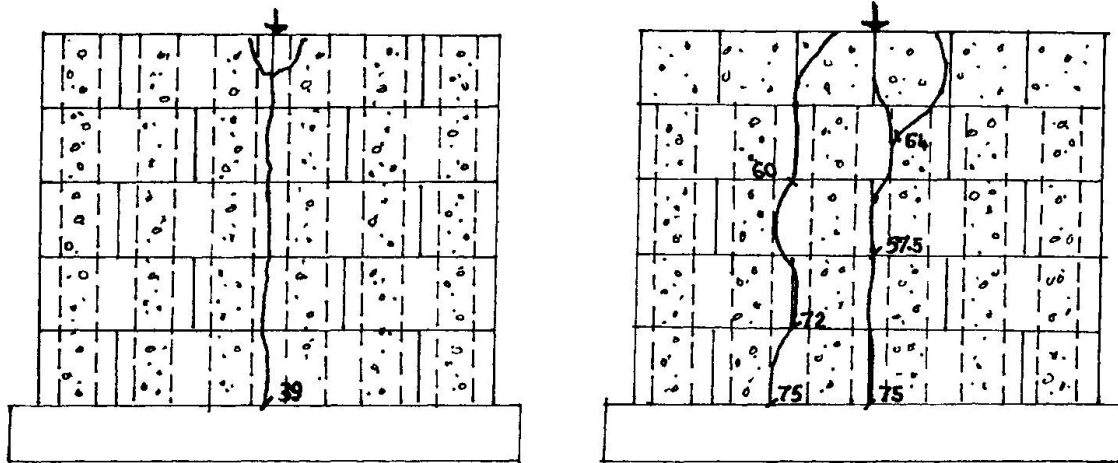
The behaviour of the tested walls with a bond beam at the top was almost the same. At a load level ranging from 50 to 60 % of the ultimate load, the face shells of the lintel units directly beneath the load, spalled off. This may be attributed to the lateral expansion of the grout in the bond beam, which produces out-of-plane bending stresses on the face shells of the lintel units.

The first crack appeared at the second course beneath the applied load at a load level ranging from 55 to 85 % of the failure load as shown in table 1. This crack was vertical and separating the grout from the units beneath the applied load, splitting the blocks' face shells, and debonding the vertical mortar joints. The major crack extended through the total height, at the middle width of the wall as shown in fig. 2.a. The failure occurred mainly due to the lateral tensile forces induced from the concentrated load.

The wall without a bond beam was failed also by splitting of the blocks' face shells. The failure was sudden as there was no cracks appeared before failure, as shown in fig. 2.b. The failure load was about 50 % of the failure load of the wall with the bond beam.

Wall	vle. rft. per core	hle. rft. per joint	bond beam	cracking ld. tons	ultimate ld. tons
W1	1φ13	2φ6	No	39	39
W2	1φ13	2φ6	Yes	57.5	75
W3	1φ10	2φ6	Yes	60	70
W4	1φ16	2φ6	Yes	77.5	77.5
W5	1φ13	2φ4	Yes	50	75
W6	1φ13	---	Yes	45	80
W7	1φ13	2φ6	Yes	59	76.5

Table.1 Cracking & ultimate loads of the tested walls



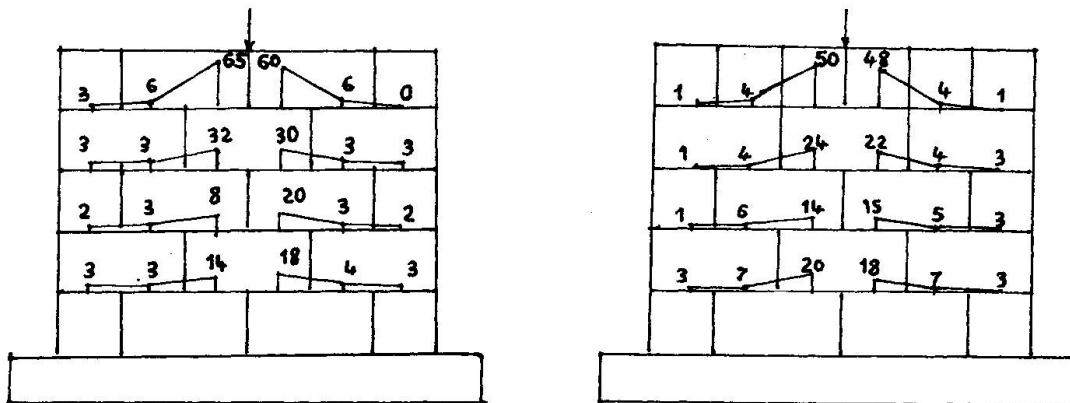
wall without a bond beam

wall with a bond beam

Fig. 2 Crack pattern of the reinforced walls

3.2 Strain distribution characteristics

The characteristics of the strain distribution within the walls with and without the bond beam, were rather similar. The strains were concentrated over the area of the two grout columns beneath the applied load, and decreasing through the depth of the wall. However, the strain distribution at the edges increased through the depth of the wall. The vertical strain values under the concentrated load for the wall without the bond beam, was about 40 % higher than that of the wall with the bond beam, as shown in fig. 3. However, the vertical strains can not be considered uniform at any horizontal section within the wall.



wall without a bond beam

wall with a bond beam

Fig. 3 Vertical strain distribution in the reinforced walls

4. THE THEORETICAL WORK

The wall panels were analysed using a finite element technique which considers the cracking of the blocks and the grout, and the non-linear behaviour of the mortar. Four different types of elements were used in the analysis of these walls, as shown in fig. 4.

1- Grouted block element: represents the grout and the blocks, with average material properties. the biaxial state of stress was considered in the failure criterion of this element. Also, the effect of the cracking of this element was introduced.

2- Grout element: represents the grout contiguous to the horizontal mortar.

3- The horizontal and the vertical mortar joint elements: represent the bed and the head joints. A failure criterion was set for these elements taking into consideration, the shear-tension, and shear-compression state of stress. The non-linearity of the stress-strain relationship of mortar in compression, was also included.

4- The steel element: used to represent the steel reinforcement with a perfect bond with the grout. It is assumed to carry a uniaxial load only.

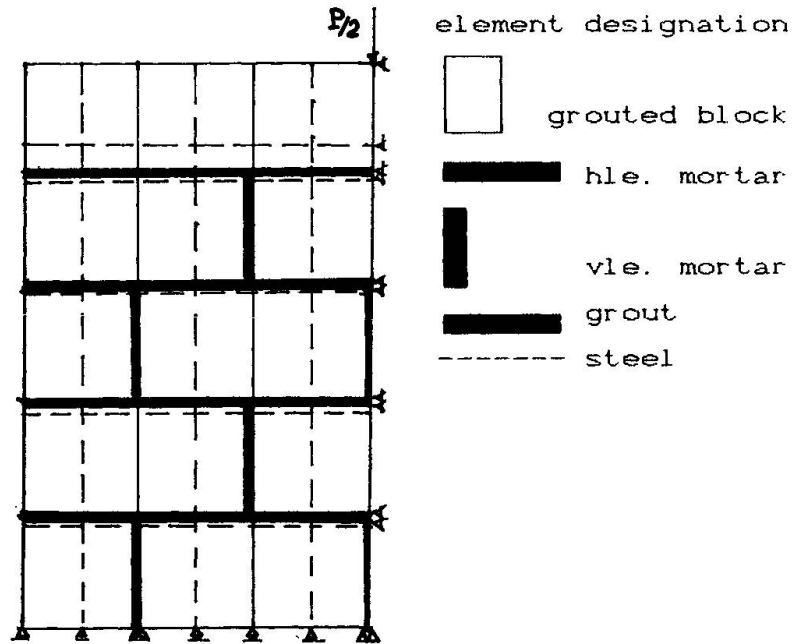


Fig. 4 Idealized model for a wall with a bond beam.

4.1 Results of the theoretical work

For walls with and without a bond beam, the predicted crack pattern was similar to the observed one. The failure mode of the walls was due to the splitting force induced in the wall. The predicted cracking and failure loads of the walls, were higher than the observed values, with about 12 % .

The characteristics of the predicted strain distribution, were also similar to those obtained experimentally.

It has been noticed that, increasing the percentage of the vertical reinforcement increases the ultimate capacity of the wall, as well as decreases the total vertical deformation. Also, the increase of the horizontal reinforcement, increases the cracking load and the ratio between the cracking to the ultimate load.

5. COMMENT ON THE CODE PROVISIONS

The stress distribution within the walls obtained experimentally and theoretically, was compared with those obtained from the ACI code, and the British standards. A large deviation was observed as those obtained from the codes were uniform, while the predicted and observed stresses were concentrated over the area under the concentrated load, and can not

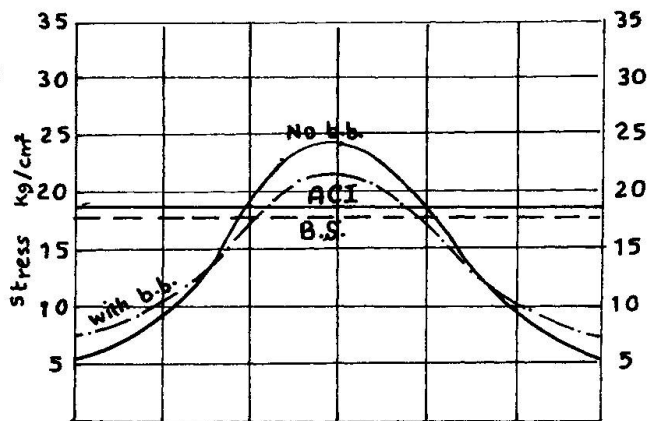


Fig. 5 Vle. stress distribution



be considered uniform at any horizontal section as shown in fig. 5. For walls with and without a bond beam at the top, the maximum stresses under the concentrated load, were about 20 and 35 % respectively higher than those obtained from the codes.

6. COMPARISON BETWEEN THE REINFORCED AND PLAIN WALLS

A comparison was conducted between the behaviour of the reinforced and the plain walls.⁽⁴⁾ The cracking of the plain walls, started at about 50 % of the failure load, and the cracks were inclined. While the cracking load of the reinforced walls was about 75 % of the ultimate load, and the cracks were vertical at the mid-width of the wall. the failure mode of both types of walls, was mainly due to the splitting of the block units. For the plain walls provided with a bond beam, the strains were assumed to be uniform at 0.4 the wall height from the top, and following 45° with the horizontal. While, for the plain walls without a bond beam, the strains were uniform at 0.6 the wall height from the top, and following 60° with the horizontal. While, for the reinforced walls, the strains were concentrated beneath the concentrated load, and were not uniform at any horizontal level.

7. CONCLUSIONS

1. Adding a bond beam at the top of the wall, increases the failure load significantly, and prevents the occurrence of the sudden failure.
2. Increasing the percentage of the vertical reinforcement, increases the failure load, and decreases the total vertical deformation of the walls.
3. Increasing the percentage of the horizontal reinforcement, increases the cracking load, and the ratio between the cracking to the ultimate load.
4. The vertical strain distribution can not be considered uniform at any horizontal section. It is concentrated over the area of the blocks containing the two grout columns under the concentrated load.

REFERENCES

- 1- ACI COMMITTEE 531, Building code requirements for concrete masonry structures. ACI Journal, Aug. 1978.
- 2- RAHMAN A., Behaviour of reinforced concrete block masonry walls under concentrated loads. M.Sc. thesis, Ain Shams univ., Cairo, November 1989. pp. 198.
- 3- CURTIN W.G., SHAW G., BECK J.K., and BRAY W.A., Structural masonry designers manual. Granada, London, 1982.
- 4- HOSNY A.H., SOLIMAN M.I., and HAMDY K.A., Behaviour of concrete block masonry walls under concentrated loads. 8 th international brick/block masonry conference, Ireland, 1988.
- 5- HOSNY A.H., SOLIMAN M.I., ESSAWY A.S., RAHMAN A.A., Behaviour of reinforced concrete block masonry walls under concentrated loads. International conference on structural faults and repair, university of Edinburgh, London, June 1989.

Seismic Behavior of Reinforced Brick Masonry Cavity Walls

Comportement aux séismes de murs de briques renforcés en béton armé

Das seismische Verhalten von bewehrter hohler Ziegelwand

SHEN Jumin

Professor
Tsinghua Univ.
Beijing, China



Shen Jumin, born in 1931, received his Ph.D. degree from Moscow Civil Engineering Institute in 1961. He is a professor of Structural Engineering and currently a member of Working Commission III "Concrete Structures" in IABSE.

ZHOU Xinggang

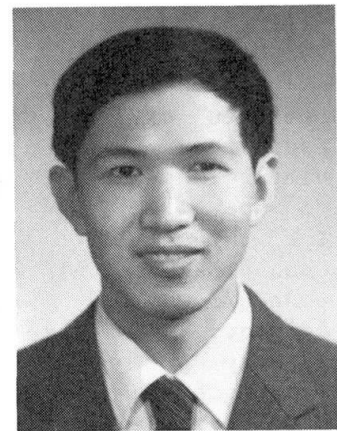
Research Assist.
Yantai Univ.
Yantai, China



Zhou Xinggang, born in 1963, received his engineering master degree from Tsinghua University, China in 1989. Now he is a research assistant of Civil Engineering.

FENG Shiping

Assist. Professor
Tsinghua Univ.
Beijing, China



Feng Shiping, born in 1952, received his engineering doctor degree from Tsinghua University, China in 1986. He worked as post-doctoral researcher at the University of Michigan, U.S. in 1987. He is assistant professor of Structural Engineering.

SUMMARY

Fourteen brick cavity wall specimens and two normal brick wall specimens with reinforced concrete columns under lateral cyclic loading have been tested. The effects of reinforced concrete columns, ties and other factors on the seismic behavior of cavity walls are studied.

RÉSUMÉ

Quatorze murs creux en briques et deux murs normaux en briques avec poteaux en béton armé ont été testés sous charge latérale cyclique. On a étudié les effets des poteaux en béton armé, de chaînages et d'autres facteurs sur le comportement aux séismes des murs creux.

ZUSAMMENFASSUNG

Versuche an Backsteinwänden mit Stahlbetonstützen und unter zyklischer Seitenbelastung wurden durchgeführt. Der Einfluss der Stahlbetonstütze, der Anschlussbewehrungen und anderer Faktoren auf das seismische Verhalten von Backsteinwänden wird erörtert.



1. INTRODUCTION

Brick masonry building is one kind of structures widely used for civil building in China. The necessity of reducing the heat loss in external wall of the building has resulted in a demand for brick masonry cavity walls to accommodate isolation. By now, a lot of studies have been conducted on behavior of brick masonry cavity walls and most of them were focused on the performance requirements for ties and the practice of construction and that a little attention, however, has been paid to the aseismic behavior of brick masonry cavity walls [1,2]. During strong earthquake brick masonry buildings may suffer serious damages. In general, under earthquake loading the brick masonry wall as the major lateral force resistance member should damage at first and this may lead up to the collapse of the whole building. In this paper experimental results of fourteen brick masonry cavity wall and two normal brick wall specimens with reinforced concrete columns under lateral cyclic loading up to failure are described.

2. OUTLINE OF TESTS

Fourteen cavity walls consisting of two brick leaves with a layer of heat isolation and two normal brick walls specimens have been tested. The dimension of specimen is 2880 mm in length, 1440 mm in height, 420 mm in width (370 mm as to normal wall specimen). The thicker leaf of the wall is 240 mm in width and the thinner one is 120 mm. A layer of heat isolation is between two leaves. Connecting bar ties of diameter 8 mm and vertical or lateral rigid brick connections have been selected in the specimens to bridge the two leaves. Reinforced concrete column has a great effect on improving the ductility of masonry wall, but heat can be easily transmitted through the column, so in 12 specimens the reinforced concrete column only encircles in the thicker leaf. Four specimens with 1100 x 500 mm opening have been designed to study the influence of opening on the behavior of the walls. All specimens detail is shown in table 1. Shear strength of the brick masonry wall is about 0.32 MPa.

Table 1 Classification of specimens

Specimen	Type	Connection	Girth	R/C column	Opening
SZW 1,2	normal	no	in whole	in whole	no
BGW 1,2	cavity	ties	as above	as above	no
QGW 1,2	as above	as above	as above	in thicker leaf	no
KGW 1,2	as above	as above	separate	as above	no
KZW 1,2	as above	vertical brick	in whole	as above	no
KZW 3,4	as above	lateral brick	as above	as above	no
DZW 1,2	as above	as above	as above	as above	1100x700
DZW 3,4	as above	ties	as above	as above	1100x700

The tests were performed on a pseudo-static loading equipments. The specimen was built on a reinforced concrete beam which was fixed on the loading platform. The amplitude of the lateral cyclic loading was increased stage by stage before cracking. After cracking the applied loading was controlled by displacement at the top of the specimen. The vertical loads were applied to the top of specimen by hydraulic jacks and were kept constant during the test. The jack can move freely in the horizontal direction when the top of specimen is displaced.

3. TEST RESULTS

3.1 Cracking Pattern and Damage

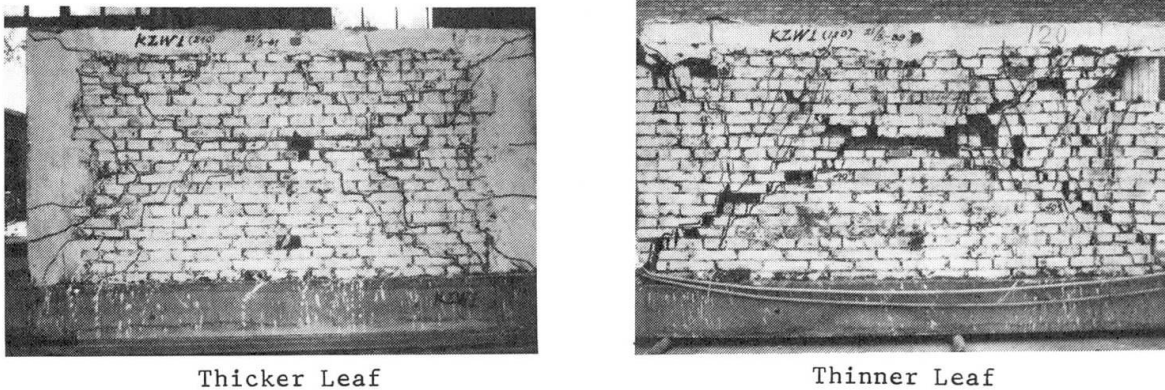


Fig.1 Crack Pattern of Specimen KZW1

The observed crack pattern of specimen KZW 1 following test is shown in Figure 1. The visible cracks are observed in the central portion of specimens when the applied lateral load is about 70-75% ultimate load. However, the visible cracks of specimen with the opening appear in the corner of the opening. As increasing of loading and displacement the cracks develop toward the corner of the wall and connect to form major X shape diagonal crack. At the about 90% ultimate load the diagonal cracks are extended through the wall. At the ultimate state the wall is divided into four blocks by the extending diagonal cracks. With increasing cycles of the loading the blocks slide along the surface of cracks. Finally, some broken parts of the wall are splitted and the specimen is failed. Comparing with normal specimen, the cracking pattern of the cavity wall specimen is almost identical. The failure pattern of the specimen is similar to that of post earthquake damage surveys of the walls.

3.2 Hysteresis Characteristic and Ductility

The brick masonry buildings subjected to earthquake loading are usually in the inelastic range. Response of a structure subjected to strong ground motion is

Table 2 Experimental and Analytical Results

Specimen	Cracking load (kN)			Ultimate load (kN)			Ductility factor
	Measured	calculated	error(%)	Measured	calculated	error(%)	
SZW1	405.00	459.75	13.5	536.30	520.51	2.9	8.3
SZW2	393.80	448.44	13.8	577.50	520.51	9.8	8.2
BGW1	381.70	430.26	12.7	561.00	499.40	11.0	7.1
BGW2	390.50	430.26	10.2	476.25	499.40	4.8	6.1
QGW1	362.50	397.35	9.6	468.75	453.54	3.2	4.0
QGW2	346.25	359.68	3.9	435.00	453.54	4.1	4.3
KGW1	343.75	366.35	6.6	418.75	453.54	8.3	4.0
KGW2	350.00	359.68	2.7	409.57	453.54	10.0	4.4
KZW1	356.50	359.68	0.9	412.50	453.54	9.9	4.0
KZW2	359.50	359.68	0.0	437.50	453.54	3.6	4.4
KZW3	312.50	352.22	12.7	402.50	453.54	11.2	3.4
KZW4	356.50	366.35	2.8	456.25	453.54	0.7	5.7
DZW1	165.00	167.47	1.4	251.25	270.30	7.5	4.9
DZW2	167.50	167.47	0.0	247.50	270.30	9.3	3.3
DZW3	157.50	159.82	1.4	255.00	270.30	6.0	3.3
DZW4	157.50	154.72	1.7	261.25	270.30	3.4	3.1

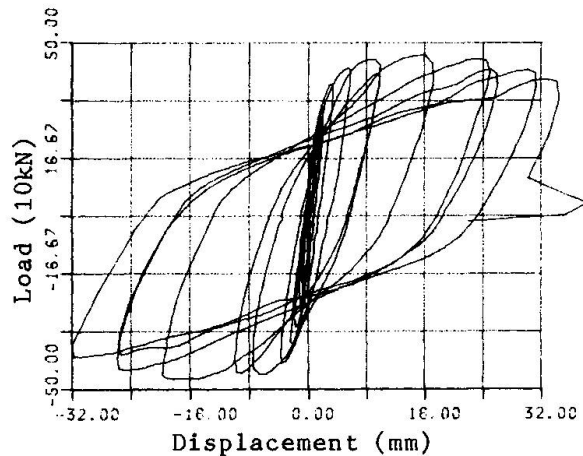


Fig.2 Specimen BGW2

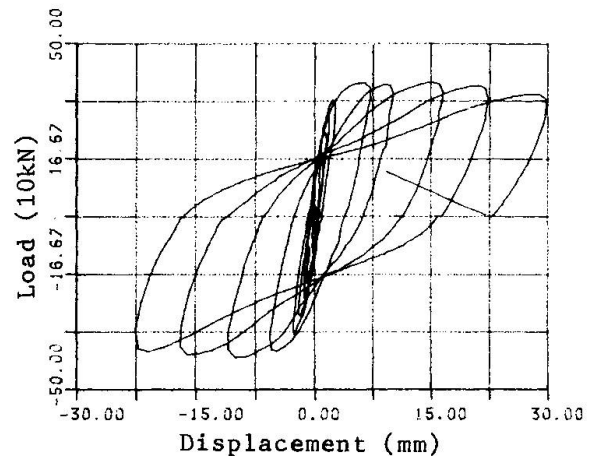


Fig.3 Specimen KZW3

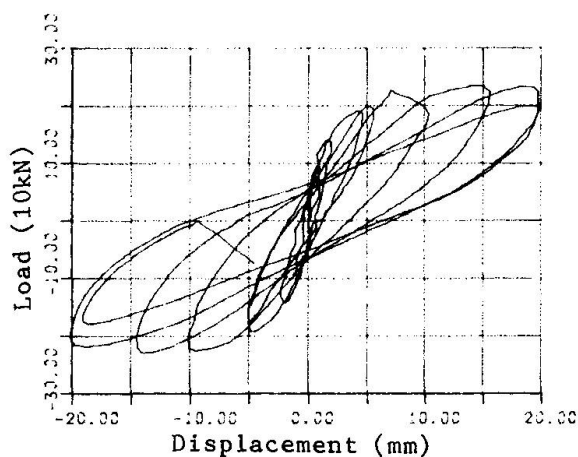


Fig.4 Specimen DZW2

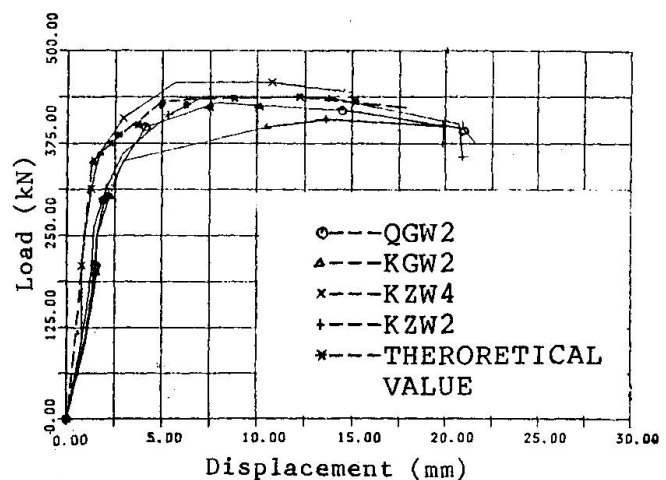


Fig.5 Load-Displacement Curves

obviously influenced by inelastic deformation. Therefore, the inelastic behavior of brick masonry cavity wall should be considered in a reasonable and economic structural design and the inelastic deformation, especially the ability of absorbing energy should be utilized in practice. It is emphasized that in the aseismic design the horizontal loads recommended by most building codes are such that structures will be able to resist only moderate earthquake without structural damage. Most severe earthquake can only be survived if the structures are sufficiently ductile.

Hysteresis curves of lateral load P versus to displacement Δ of specimens BGW, KZW and DZW are shown in Figure 2-4 respectively. Obviously, the hysteresis loop of brick masonry wall with reinforced concrete columns is much different from perfect elasto-plastic behavior and shows rounding and pinching behavior due to the closing of cracks with increasing the numbers of cycle. In the stage of reloading the considerable degradation of the specimen stiffness can be observed. In the stage of unloading the degradatin of stiffness is existed but not so significant. It is shown that the hysteresis loop behavior of brick masonry cavity wall is almost the same as the normal brick masonry wall. The hysteresis loop behavior of specimens with opening is poorer than that of specimen without opening. From the tests, the different type of connection has little influence on the hysteresis characteristics of the specimens.

The ductility factor is defined as the ratio of ultimate displacement Δ_u to cracking displacement Δ_c . Measured cracking and ultimate loads and ductility

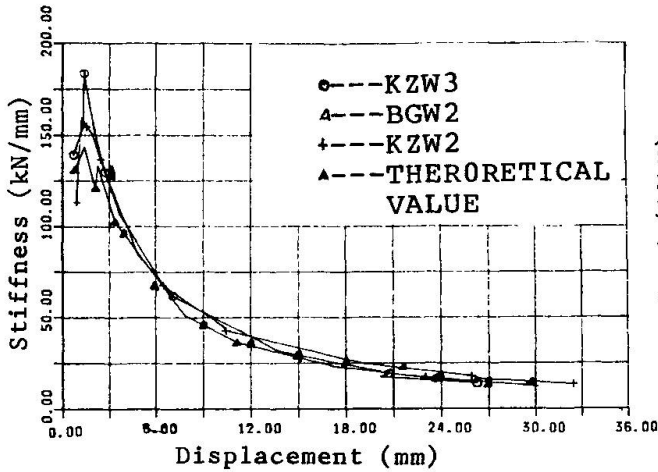


Fig.6 Stiffness Degradation

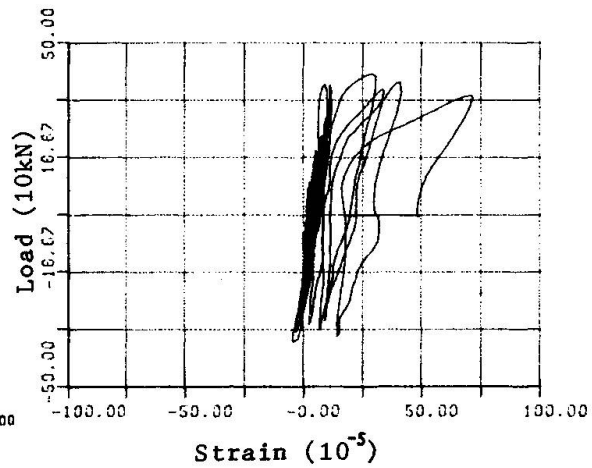


Fig.7 Load-Strain loops for Tie

factors of the specimens are summarized in Table 2. It can be seen that the ductility factor of the cavity wall specimens with reinforced concrete column encircling in two leaves is almost equal to that of the normal wall specimens. The ductility factor of the cavity wall specimens with column encircling only in the thicker brick leaf is about 50-60% of the former. The capacity of deformation of the cavity wall specimen with opening is obviously inferior.

3.3 Stiffness Degradation

Envelopes of the hysteresis loops of the measured top displacement of specimens are shown in Figure 5. It is indicated that in the initial stage the load-displacement relationship is linear and after cracking the displacement increases significantly with appeared and developed cracks. The measured post-cracking stiffness K is illustrated in Figure 6. It can be seen that as increasing displacement the stiffness of specimen decreases obviously. The stiffness K may be calculated from the following empirical formula:

$$K=0.0017(\Delta/H)^{-0.91} K_0 \quad (\Delta/H > 1/1000) \quad (1)$$

where K_0 --the initial stiffness of wall; Δ --the top displacement of wall; H --the height of wall.

3.4 Effect of Reinforced Concrete Column and Connection

The first cracks of reinforced concrete column are observed at the section at distance $h/3$ from the bottom of the column under about 70% lateral ultimate loading level. The second cracks appear at the column middle. The measured maximum width of crack of the column at the ultimate state is 3 mm. Due to confined effect of reinforced concrete column the accumulated deformation of the wall is decreased and the fall off of the wall is prevented. In the process of cyclic loading the top displacement at the thicker wall leaf with reinforced concrete column is gradually different from that of the thinner leaf without the column. At ultimate state the top displacement difference in the plane of the cavity wall is about 30-40 mm. The thinner leaf of the cavity wall cracks seriously as shown in Figure 1.

The load-strain curve of connecting tie in the cavity wall is shown in Figure 7. It is shown that the connecting ties in the cavity wall have little influence on the behavior of the wall under lateral loading, especially as the ties are used at the upper and lower part of the wall. As viewed from the stiffness, the effect of the vertical or lateral brick connection on the



behavior of the cavity wall is much greater than that of the connecting ties. On the other hand, however, the existence of brick connection may easily destroy the continuity of the cavity wall, it is not suitable to subjected earthquake loading.

4. COMPARISON BETWEEN EXPERIMENTAL AND ANALYTICAL RESULTS

The cracking load of the cavity wall with reinforced concrete columns can be calculated by following formula:

$$P_c = 0.24nkfv(1+\sigma_c/fv)^{\frac{1}{2}}A_m \quad (2)$$

in which $k = 1 + G_c A_c / G_m A_m$,

where A_m, A_c -- area of the wall and the column respectively; G_m, G_c -- shear modulus of the wall and the column respectively; f_v -- shear strength of the brick masonry wall; n -- affecting coefficient of the opening and is 1.0 and 0.6 for the wall with and without opening respectively; σ_c -- compressive stress of wall.

According to the method of limit analysis the ultimate load of the cavity wall without opening can be given by following formula:

$$P_u = 2.5M_u/H + (f\sigma_c + 2/3f_v)A_m \quad (3)$$

where M_u -- the ultimate moment of concrete column; f -- friction coefficient. The calculated results of the cracking and ultimate load are given in Table 2. It is shown that the calculated results are in a good agreement with the measured values. In Figure 5 the corresponding calculated load -- displacement curve is also shown. From the comparison the calculated complete curves are in good agreement with that from the test.

5. CONCLUSIONS

1. The brick masonry cavity wall with reinforced concrete columns significantly increases the ductility, deformation capacity and energy of dissipation. The brick masonry cavity walls used in seismic area should arrange the reinforced concrete columns to improve the aseismic capacity of the wall.

2. Under lateral cyclic loading the connections, especially the ties, have little effect on the integrality of the cavity wall after cracking. However, the connections may effectively avoid the fall off of the thinner brick leaf out of the wall plane.

3. Due to the existence of opening the aseismic behavior of the cavity wall obviously deteriorates. More attention should be devoted to strengthening the opening surrounding in aseismic design.

4. According to proposed method the calculated results of the the strength and displacement are in good agreement with the measured results.

REFERENCES

1. BRUCE A., Connectors for Masonry, a Report on C.S.A Standard CAN3-A370-M.
2. CURTIN W., Masonry Details, Granada Pub., 1984, London.

Terres armées de cornières métalliques

Durch Metallwinkel bewehrter Baugrund

Earth Reinforced with Metal Angle Sections

M. PROVOST

Ingénieur-Conseil
Bureau Bédrac
Bruxelles, Belgique

J. J. Devillers

Ingénieur-Conseil
Bureau Bédrac
Bruxelles, Belgique

RÉSUMÉ

Le renforcement des terres par des cornières métalliques suivant la technique du blindage hurpinois permet de réaliser des fouilles à parois verticales en évitant l'usage de talus. Toutefois, la prévision du comportement des parois ainsi armées est difficile en raison de la complexité du problème et du manque d'expérience. L'expérience d'un chantier à Bruxelles a permis de tirer des renseignements utiles et d'établir des abaques de prédimensionnement.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Bewehrung des Bodens durch Metallwinkel nach der Hurpinois-Verbaumethode ermöglicht Aushubarbeiten mit vertikalen Böschungen. Voraussagen zum Verhalten dieser Seitenwände sind eher ungewiss, da das Problem relativ komplex ist. Die Erfahrung auf einer Baustelle in Brüssel führte zu hilfreichen Informationen und zur Ausarbeitung von Dimensionierungsdiagrammen.

SUMMARY

The reinforcement of earth with metal angle sections according to the Hurpinois plating technique makes it possible to carry out excavations with vertical walls avoiding the use of slopes. Nevertheless, because of the complexity of the problem and the lack of experience, it is difficult to assess how walls which are so reinforced will behave. Experience gained from a site in Brussels has permitted us to gain useful information and to establish design charts.



Introduction :

Le blindage hurpinois consiste à excaver le sol en couches de 1 à 2 mètres d'épaisseur suivant la cohésion du sol, d'armer le terrain par des armatures métalliques inclinées forées ou battues et de protéger le parement vertical de la couche excavée par une épaisseur de béton projeté de 5 à 10 cm armé d'un treillis auquel est scellée l'extrémité de l'armature.

La stabilité de ce type de blindage est largement conditionnée par le frottement mobilisable entre les cornières et le sol, généralement difficile à déterminer. Seuls des essais d'arrachage de cornières permettent une évaluation convenable des efforts à considérer dans les calculs de dimensionnement.

Calcul du frottement :

Considérons une cornière ancrée dans un sol homogène à une profondeur Z et inclinée par rapport à l'horizontale d'un angle α . Nous distinguerons la longueur enterrée (l_e) et la longueur ancrée (l_a) au-delà d'une ligne de rupture présumée.

En un point P de la cornière, située à une profondeur Z' , la contrainte verticale due au poids propre des terres vaut $\sigma_v' = \gamma Z'$, tandis que la contrainte horizontale vaut $\sigma_h' = k_0 \sigma_v' = k_0 \gamma Z'$ où k_0 est le coefficient de poussée. (fig. 1)

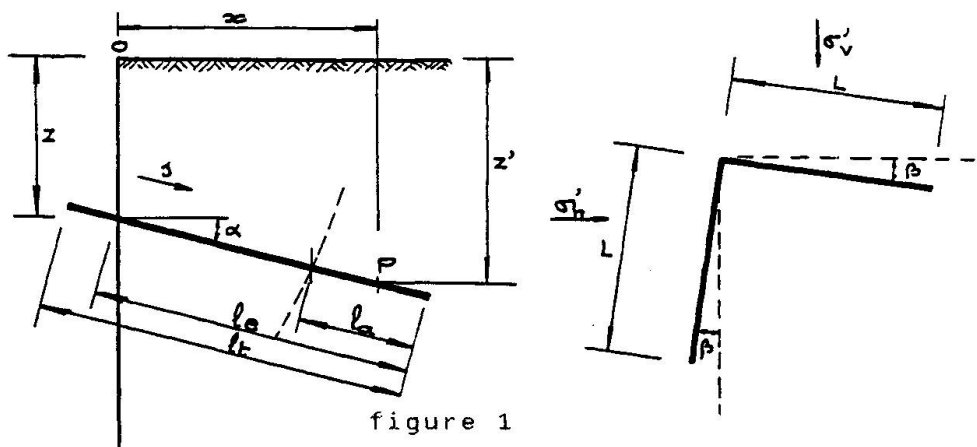


figure 1

En appelant L la largeur des ailes (supposées identiques) et Ψ l'angle de frottement entre les cornières et le sol, on obtient le frottement maximum pour toute la barre après intégration sur la longueur ancrée l_a :

$$\boxed{T_f = f \cdot \Sigma \cdot l_a \cdot \gamma Z} \quad \text{où} \quad \begin{cases} f = 2 L \operatorname{tg} \Psi (1 + k_0) \\ \Sigma = 1 + \sin \alpha \frac{(l_e - l_a/2)}{Z} \end{cases}$$

La loi est linéaire (en sol homogène). A grande profondeur, le coefficient Σ est voisin de 1.

Lors d'un essai d'arrachage, le frottement se manifeste théoriquement sur la totalité de la longueur enterrée.

La relation précédente permet donc la détermination expérimentale des paramètres f et Ψ à partir de l'effort mesuré $[T_f]_{mes}$:

$$f = \frac{[T_f]_{mes}}{\gamma l_e \left(Z + \sin \alpha \frac{l_e}{2} \right)} \quad \rightarrow \quad \text{tg } \Psi = \frac{f}{2L(1+k_0)}$$

Ce coefficient de frottement dépend de plusieurs facteurs tels l'état de surface des armatures, la nature du sol, la teneur en eau, le degré de compactage. Il ne peut excéder la valeur de l'angle de frottement interne du sol : $\Psi \leq \varphi$

Stabilité des parois :

Soit un sol homogène, isotrope, pulvérulent, hors nappe où on considère une paroi verticale du type hurpinois. Nous y définissons les caractéristiques suivantes (fig. 2) :

- γ, φ respectivement le poids spécifique apparent et l'angle de frottement du sol (la cohésion est négligée)
- $l_t, l_e, l_a, \alpha, n_1$ respectivement les longueurs totale, enterrée et ancrée des cornières, leur pente par rapport à l'horizontale et leur densité (nombre de cornières par mètre carré de paroi),
- Ψ le frottement moyen sol-cornières (voir précédemment),
- H la hauteur de la paroi.

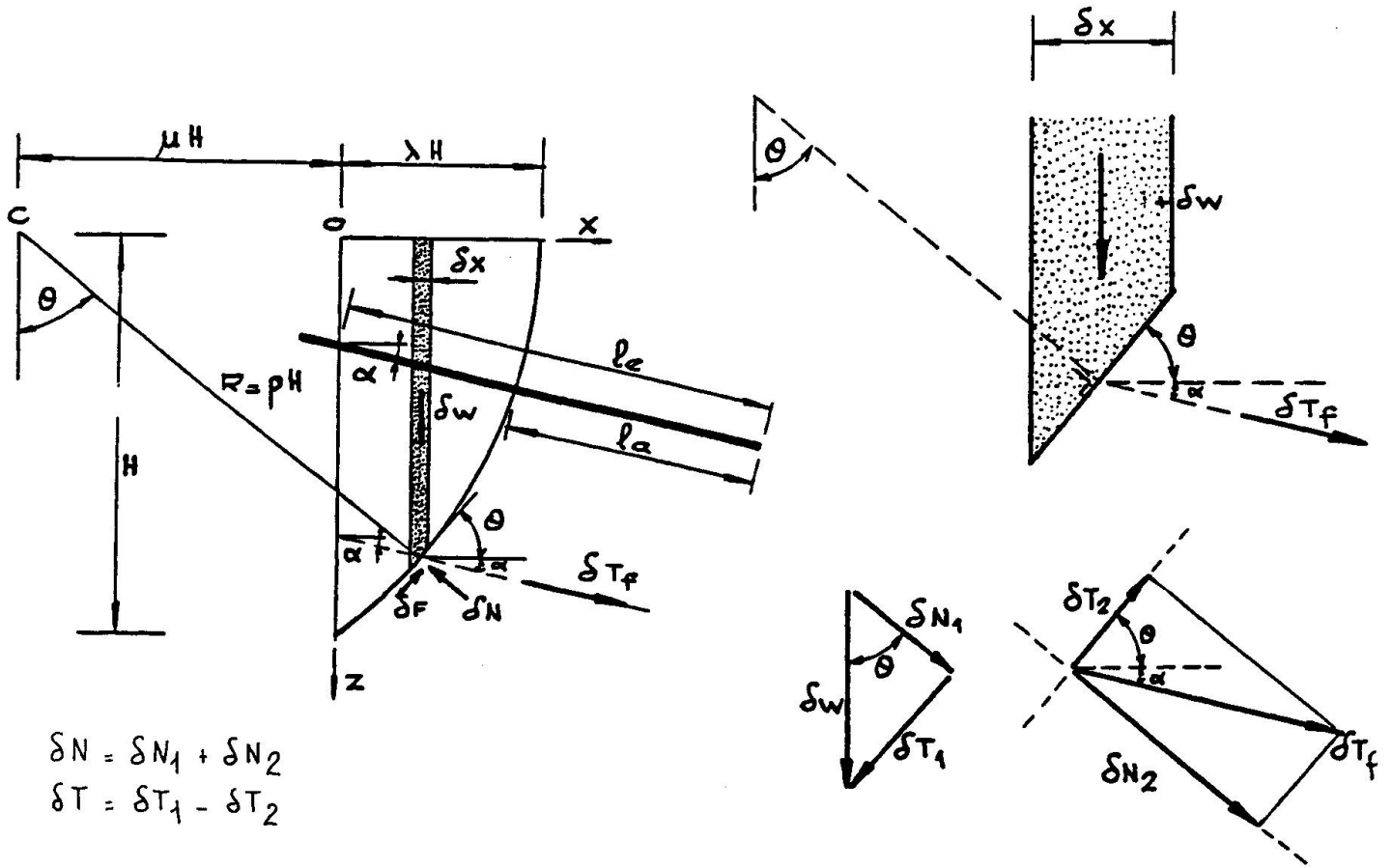
En outre, le choix de la ligne de rupture la plus défavorable est basé sur les hypothèses suivantes :

- les lignes de rupture ont une allure circulaire;
- elles démarrent du fond de fouille;
- elles recoupent le terrain naturel pratiquement à la verticale, à une distance du bord de fouille comprise entre $0,3 H$ et $0,7 H$ (H étant la hauteur de la fouille).

Considérons une ligne de rupture particulière dont on étudie la stabilité des terres comprises entre cette ligne, la fouille et le terrain naturel.

Les forces mises en jeu pour une lamelle de largeur δx sont :

- le poids propre des terres δW ;
- les forces de résistance au cisaillement le long de la ligne de rupture $\delta F = \text{tg } \varphi \cdot \delta N = \delta W \cdot \cos \theta \cdot \text{tg } \varphi$
- les forces reprises dans les cornières et transmises au sol par frottement sur la longueur des cornières au-delà de la ligne de rupture. (δT_f)



$$\delta N = \delta N_1 + \delta N_2$$

$$\delta T = \delta T_1 - \delta T_2$$

figure 2

Le couple renversant correspondant vaut $\delta Cr = R \cdot \delta T$, et le couple stabilisant $\delta Cs = R \cdot \delta F$.

Pour l'ensemble de la fouille, les couples seront intégrés le long de la ligne de rupture depuis $x = 0$ ($Z = H$) jusque $x = \lambda H$ ($Z = 0$).

La sécurité de la fouille se définit par :

$$S = \frac{Cs}{Cr} = \frac{\int [R \cos \theta \delta W + R \sin (\theta + \alpha) \delta Tf]}{\int [R \sin \theta \delta W - R \cos (\theta + \alpha) \delta Tf]}$$

Les paramètres μ, λ, ρ sont définis à la figure 2.

En introduisant les paramètres réduits ξ, η et f définis par

$$\xi = \frac{l_e}{H} \text{ et } f = 2L \operatorname{tg} \Psi (1 + k_s), \quad \eta = f \cdot n_1 \cdot H$$

et la sécurité réduite $S_r = \frac{\dots}{\operatorname{tg} \Psi}$,

on obtient après calculs la formulation suivante :

$$S_r = \frac{F_1(\lambda) + \eta F_2(\lambda, \xi, \alpha)}{1 - \eta F_3(\lambda, \xi, \alpha)}$$

où

$$F_1(\lambda) = \frac{\lambda}{2} (3 + \lambda^2)$$

$$F_2(\lambda, \xi, \alpha) = \int_0^\lambda \left[(u + \mu) \cos \alpha + \left(\frac{z}{H}\right) \sin \alpha \right] \left[\left(\xi - \frac{u}{\cos \alpha}\right) \left(\frac{z}{H}\right) + \left(\xi^2 - \frac{u^2}{\cos^2 \alpha}\right) \frac{\sin \alpha}{2} \right] \frac{(u + \mu)}{(z/H)} du$$

$$F_3(\lambda, \xi, \alpha) = \int_0^\lambda \left[\cos \alpha \left(\frac{z}{H}\right) - (u + \mu) \sin \alpha \right] \left[\left(\xi - \frac{u}{\cos \alpha}\right) \left(\frac{z}{H}\right) + \left(\xi^2 - \frac{u^2}{\cos^2 \alpha}\right) \frac{\sin \alpha}{2} \right] \frac{(u + \mu)}{(z/H)} du$$

où $\left(\frac{z}{H}\right)$, μ et ρ dépendent uniquement de λ

L'expression obtenue précédemment permet, après intégration, d'exprimer la sécurité relative S_r en fonction des paramètres λ , η , ξ , α .

La recherche de la valeur λ rendant la sécurité minimum permet d'identifier la ligne de rupture la plus défavorable et la sécurité correspondante qui dépend des données contenues dans les paramètres η , ξ , α .

Le résultat théorique de cette étude fait l'objet des abaques dressées ci-après donnant des courbes d'isosecureté relative en fonction des paramètres de densité et de longueur enterrée, pour différentes inclinaisons.

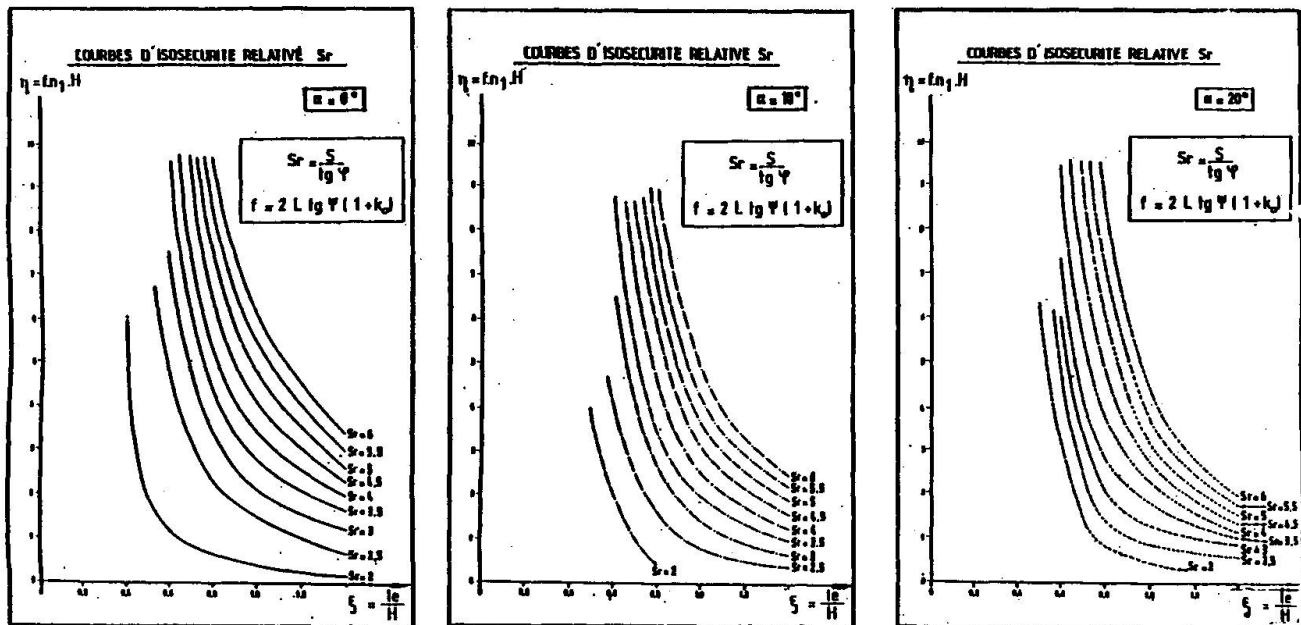


Figure 3



Application :

Deux tronçons du tunnel routier de l'axe Léopold II à Bruxelles ont été réalisés suivant la technique du blindage hurpinois en utilisant des cornières de longueur totale 6 mètres pour les unes, 8 mètres pour les autres.

Les terrains étaient de nature différente pour les deux tronçons : argileux dans la zone A, sableux dans la zone B.

Des essais d'ancrage ont été pratiqués sur un ensemble de cornières.

Ils ont montré que dans la zone A, les mesures sont nettement en-deçà de la loi théorique, alors que dans la zone B, au contraire, elles sont nettement supérieures et ne répondent pas à une loi linéaire.

Il semble donc que la cohésion en zone A ait une influence néfaste sur le frottement; lors de l'enfoncement des cornières, le sol avoisinant s'écarterait de la cornière et se maintiendrait ensuite "à distance" par effet de voûte. Le frottement deviendrait discontinu et le coefficient de frottement moyen en serait fortement réduit.

En zone B par contre (sol pulvérulent), il semblerait que lors de l'enfoncement des cornières, le sol réagisse en butée expliquant la présence d'un coefficient de poussée élevé. Dans ce cas, la loi théorique établie précédemment nous place du côté de la sécurité en faisant $\psi = \gamma$.

Dans la zone A, la réduction de frottement disponible décelée lors des essais d'ancrage a nécessité un renforcement du nombre de cornières après qu'une amorce de rupture soit apparue lors de l'exécution de la 3ième passe. L'utilisation des abaques précédents donne des coefficients de sécurité respectivement de 0.95 avant renforcement et de 1.10 après renforcement. Dans la zone B par contre, l'accroissement de frottement disponible décelé lors des essais d'ancrage a permis d'y réduire le nombre de cornières. L'utilisation des abaques donne des coefficients de sécurité respectivement de 1.91 avant réduction et 1.78 après réduction.

Conclusions :

Les abaques présentés dans cette communication conduisent à des coefficients de sécurité en concordance avec les constatations effectuées sur le chantier concerné. La connaissance du frottement mobilisable nécessite des essais d'arrachement dans les sols non parfaitement pulvérulents pour des raisons de sécurité. Ils sont toutefois souhaitables dans des sols totalement pulvérulents pour des raisons économiques. Les deux zones du chantier précité sont très illustratives à cet égard puisque les essais d'arrachement ont conduit à renforcer les cornières dans la zone A sans quoi un éboulement se serait sans doute produit tandis qu'ils ont permis de réduire le nombre de cornières dans la zone B.

Mit Glasfaxern bewehrte Brettschichtträger

Laminated Wooden Beams Reinforced with Glass Fiber

Poutres en lamellés renforcés par fibres de verre

Liana BOB

Dipl.-Ing.
Bauforschung und -planung
Timișoara, Romania



Liana Bob, geb. 1948, Absolventin der Bauhochschule Timișoara, arbeitet seit 1971 bei der Filiale für Bauforschung und -planung Timișoara. Sie beschäftigt sich mit zusammenwirkenden Stahlbeton Elementen, Betonelementen mit starrer Bewehrung und mit der möglichen Glasfasernbewehrung von Holzbalken.

Gheorghe DANEȚIU

Dipl.-Ing.
Bauforschung und -planung
Timișoara, Romania



Gheorghe Danețiu, geb. 1933, Absolvent der Bauhochschule Timișoara. Seine Arbeiten sind in den folgenden Fachbereichen: Torsion und Biegung von Stahlbetonelementen, vorge-spannte Betondecken, Glasfaserbewehrung von Holzbalken.

ZUSAMMENFASSUNG

Die vorliegende Arbeit enthält Versuchsergebnisse von aus Kurzbrettern hergestellten, mit Glasfasern bewehrten Brettschichtträgern. Es wurden verschiedene Bewehrungssysteme untersucht und das vorteilhafteste ausgewählt. Gleichzeitig verfolgt man den Einfluss der Querschnittgröße und Spannweite auf die Tragfähigkeit dieser Elemente. Diese Träger eignen sich sehr gut zur Verwendung als Dachsparren.

SUMMARY

This paper describes the experimental results obtained by tests on laminated wooden beams and reinforced with continuous glass fiber. The best results of reinforcement were obtained by analysis of beams reinforced with resin coated glass fibers or continuous glass rovings. The influence of the cross section and the length of the beams were also analysed. Experimental data shows that the best use of these beams is for roof elements.

RÉSUMÉ

Le but de cette étude est de présenter quelques résultats obtenus par des recherches expérimentales sur les poutres en lamellés collés constituées de planches courtes aboutées et armées de fibres de verre. Après avoir testé le meilleur système de renforcement et retenu le plus avantageux, on a étudié l'influence des dimensions de la section transversale et de la longueur des poutres sur leur capacité portante. On en a conclu que ces poutres trouveront une application optimale dans les éléments de charpentes.



1. ALLGEMEINES

Die wachsenden Forderungen des Bauwesens betreffend die Verwendung von Holz in dieser Sparte zwingen zu einer rationelleren Nutzung dieses altbewährten Baumaterials. Im Rahmen dieser Massnahmen könnte die Verwendung von ausgesonderten Kurzbrättern bei der Herstellung von Bretterschichtträgern (Lamellenbalken), einen Beitrag zur Senkung des Holzverbrauches im Bauwesen darstellen. Durch die Glasfasernbewehrung der Lamellenbalken wird der negative Einfluss der spezifischen Eigenschaften des Holzes (Risse, Knoten, u.s.w.) stark vermindert; die Spannungen entlang der Querschnittshöhe werden neu verteilt und dadurch erhält man eine höhere Tragfähigkeit der Elemente.

Falls man Kurzholzbretter (1,5-2,0 m) verwendet, die der Länge nach auch in der Zugzone miteinander verbunden sind, hebt die Glasfasernbewehrung die unerwünschte Auswirkung dieser Verbindungen auf und sichert so eine Art Lückenlosigkeit oder Einheitlichkeit der Elemente.

2. EIGENE FORSCHUNGEN

Ziel der Arbeit war das zweckmässigste Bewehrungssystem, der aus Kurzbrättern hergestellten Lamellenbalken zu finden.

In der ersten Etappe der Forschungsarbeit wurden verschieden bewehrte Lamellenbalken (mit Stäben Typ "PAS" oder "Roving"-Gewebe) aus kurzen Tannenholzbrettern verwendet (Programm I, Abb.1). Bei diesen Elementen konnte man unter Biegungsbelastung das Zusammenwirken zwischen Holz und Glasfasern verfolgen [1],[5]. Sowohl im Falle von PAS-Stäben als auch im Falle von Roving-Gewebe ging die Verleimungstechnik der Glasfasern auf Holz auf ähnliche Weise vor sich. Bei PAS-Stäben ist aber kompliziert die vorherige Aushöhlung von Rillen auf der Balkenoberfläche zwecks Befestigung der Stäbe. Die Glasfasern werden mit Polyester-Harz auf das Holz geleimt. Vorher kommt aber eine Grundschicht aus verdünnten Harz auf die Holzoberfläche.

Die Einfeldbalken wurden mit zwei konzentrierten Kräften belastet (Schema 1, Abb.1); Die wurden stufenweise angebracht. Beim Versuch wurden Belastungsmessungen, Durchbiegungen und spezifische Dehnungen verfolgt.

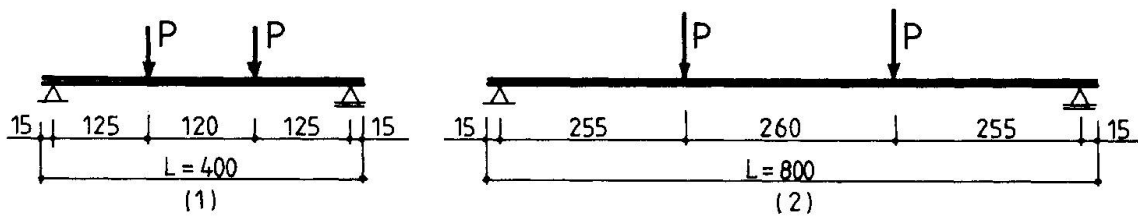
Die spezifischen Dehnungen wurden mit Dehnmessstreifen verfolgt und das elastische Verhalten der Elemente bis zur Bruchnähe bestätigt.

Die Forschungsarbeiten ergaben als beste Lösung die Bewehrung mit einer einzigen Roving-Schicht von 800 g/qm auf der Zugseite der Balken. Die so hergestellten Balken sind mit einfacher Technologie durchführbar und haben die grösste Tragfähigkeit (39 KN) im Vergleich zu den unbewehrten (22 KN).

Während der Versuche stellte man fest, dass es neben der erhöhten Tragfähigkeit auch höhere Durchbiegungen gab, deren Maximalwerte über den erlaubten lagen. Diese negative Eigenschaft wurde durch Lamellenbalken mit ursprünglicher Gegendurchbiegung ausgeglichen. Das wichtigste für die Tragfähigkeit solcher Elemente ist die Qualität der Lamellenverleimung, da es wegen der höheren Trag-

fähigkeit durch die Glasfasernbewehrung auch zu einer höheren Schubwirkung zwischen den Lamellen kommt. Letzteres war besonders bei grossdimensionierten Lamellenbalken feststellbar.

In der zweiten Etappe der Forschungsversuche wurden verschiedene Balkengrössen untersucht (Programm II, Abb.1). Man verfolgte den Einfluss sowohl des Verhältnisses zwischen den Querschnittsseiten H/B als auch des Verhältnisses zwischen der Höhe und der Länge der Balken H/L auf die Tragfähigkeit von Lamellenbalken mit verschiedener Bewehrung [1],[6].



Forsch. Progr.	Querschnitt	Beanspruchungsart	L	B×H	H/B	H/L	
			cm	cm	-	-	
I	 3 PAS $\phi 8$ 4 PAS $\phi 6$ 3 Rov. 300 q/m^2 1 Rov. 800 q/m^2	A	(1)	400	10×20	2	1/20
		A	(1)	400	10×20	2	1/20
		B	(1)	400	10×28	2,8	1/14,3
		C	(2)	800	10×40	4	1/20
II	 Unbew. 1 Rov. 800 g/m^2 2 Rov. 800 g/m^2	D	(2)	800	10×50	5	1/16
		A	(1)	400	10×20	2	1/20
		B	(1)	400	10×28	2,8	1/14,3
		C	(2)	800	10×40	4	1/20

Abb.1 Versuchsprogramme



Durch die Navier-Gleichung, die sich auf die Hypothese der ebenen Querschnitte von Bernoulli stützt, stellte man die normalen Bruchspannungen $\bar{\sigma}_u$ (für unbewehrte Lamellenbalken) und $\bar{\sigma}_b$ (für bewehrte Lamellenbalken) fest.

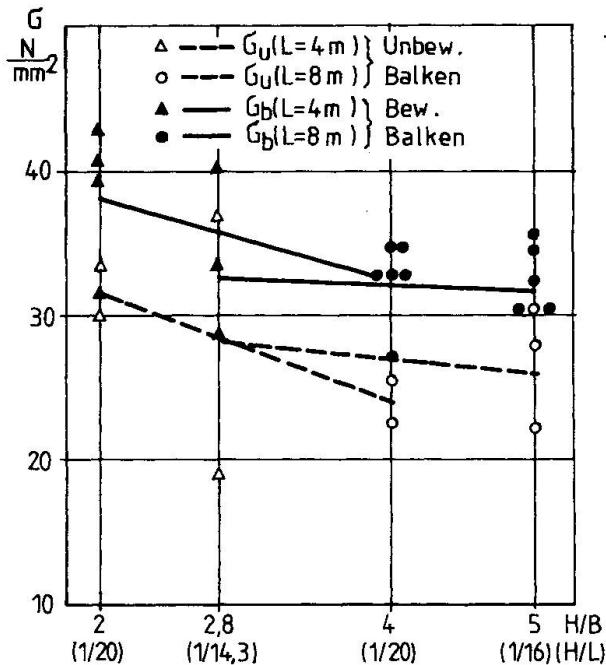


Abb. 2 Einfluß H/B

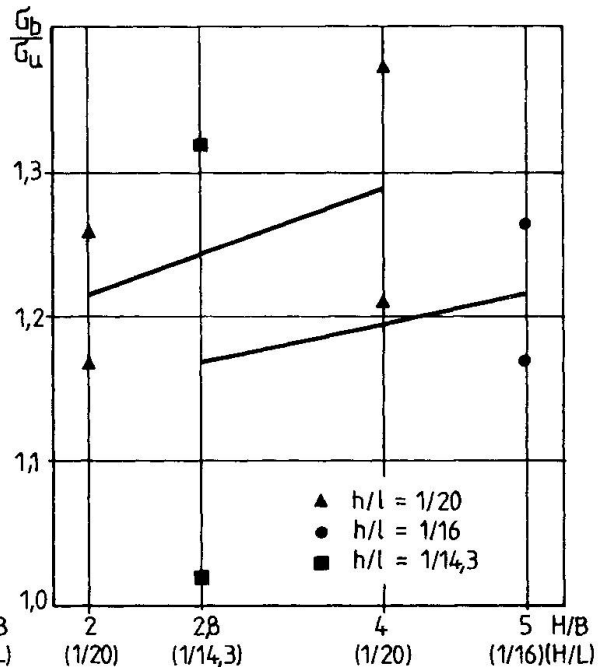


Abb. 3 Einfluß H/B

Veranschaulicht man diese normalen Bruchspannungen aufgrund des Verhältnisses H/B (Abb. 2) wird sichtbar, dass die Normalspannung mit dem gleichzeitigen Ansteigen des Verhältnisses H/B sinkt, wenn das H/L -Verhältnis konstant bleibt.

Die Erhöhung der Tragfähigkeit durch die Bewehrung mit Glasfasergewebe ist vom Verhältnis H/B unabhängig. Der Unterschied zwischen den Normalspannungen bewehrter und unbewehrter Balken bleibt relativ konstant (4-6 N/qmm) bei gleichbleibendem Verhältnis H/L . So erklärt sich auch die Erhöhung des Verhältnisses $\bar{\sigma}_b/\bar{\sigma}_u$ mit dem Ansteigen des Verhältnisses H/B (Abb. 3). Unabhängig von der Höhe des Querschnitts oder der Balkenlänge, begann der Bruch der unbewehrten Lamellenbalken an den schwächsten Stellen der Zugzone u. s. w. an den Verleimungsflächen der Kurzbrettern, dann das Loslösen der Lamellen als Folge der bestehenden Schubspannungen. Im Falle der bewehrten Lamellenbalken, wo die Einheit durch das Glasfasergewebe gesichert ist, erfolgte der Bruch durch Bersten des Holzes in der Zugzone, dann das Loslösen der Lamellen als Folge der bestehenden Schubspannungen.

Festgestellt wurde auch, dass je größer die Höhe der Lamellenbalken ist, umso kleiner wird die normale Bruchspannung (Abb. 4); dies wird auch von anderen Autoren bestätigt [4]. Gleichzeitig

zeigte es sich, dass bei den bewehrten Lamellenbalken die normale Bruchspannung $\bar{\sigma}$ grösser ist als bei den unbewehrten, aber mit dem Ansteigen des Verhältnisses H/L sinkt der Wert von $\bar{\sigma}$, so wie es in Abb.5 sichtbar ist.

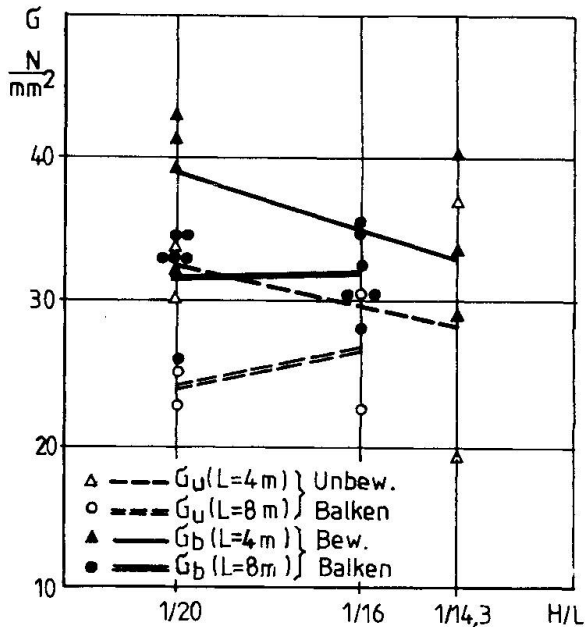


Abb.4 Einfluß H/L

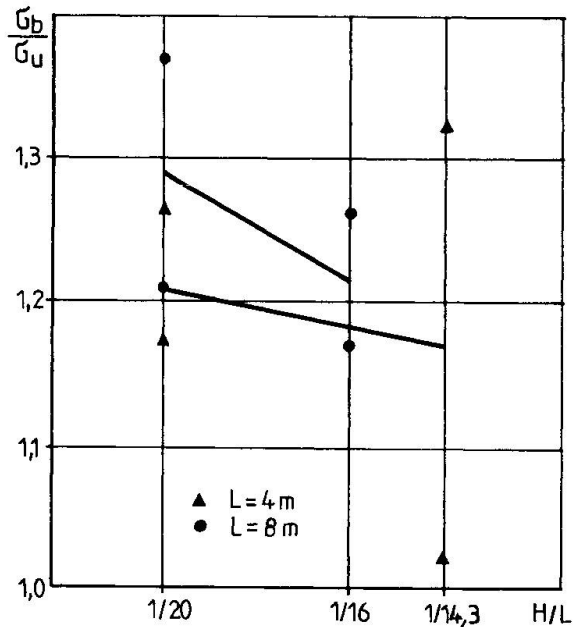


Abb.5 Einfluß H/L

Verfolgt man diese Schwankung der Werte bei den Lamellenbalken mit gleicher Länge L , so ergibt sich ein Absinken des Verhältnisses $\bar{\sigma}_b / \bar{\sigma}_u$ mit dem Ansteigen des Verhältnisses H/L .

3. ZUSAMMENFASSUNG

Aufgrund der Erforschung von mit Glasfasern bewehrten Kurzholz-Lamellenbalken, konnten folgende Schlussfolgerungen gezogen werden:

- Durch die Verwendung von Kurzholz, verwendet man Holzabfälle als wiederverwendbares Rohmaterial.
- Durch die Bewehrung der Lamellenbalken in der Zugzone mit Glasfasern wird der unerwünschte Einfluss der Verbindungszonen zwischen den Kurzbrettern aufgehoben und man erzielt die Einheitlichkeit der Elemente, gefolgt von der Neuverteilung der Spannungen auf der Querschnittshöhe.



- Am vorteilhaftesten ist die Bewehrung mit Glsfaserngewebe (Roving) auf der Zugfläche der Balken, wobei zu deren Haftfähigkeit Polyester-Harz verwendet wird.

- Die Steifigkeit der Balken wird nicht durch die Glasfasernbewehrung beeinflusst, so dass die Durchbiegungen der Balken übertrieben hohe Grössen erreichen können, infolge der Erhöhung der Tragfähigkeit. Deshalb ist es angezeigt Lamellenbalken mit Gegenbiegung zu verwenden.

- Sowohl bei den bewehrten, als auch bei den unbewehrten Balken sinkt die normale Bruchspannung wenn das Verhältnis H/B ansteigt, wobei das Verhältnis H/L konstant bleibt.

- Die günstige Auswirkung der Glasfasernbewehrung nimmt ab wenn das Verhältnis H/L ansteigt.

Die Forschungsergebnisse bestätigen die berechnete Schlussfolgerung, dass die untersuchten Balken als Dachelemente beste Verwendung in der Praxis finden können.

LITERATURVERZEICHNIS

1. BOB LIANA, DANETIU GH., Preocupări în domeniul lemnului armat cu fibră de sticlă. Buletin I.C.C.P.D.C. Filiala Timișoara, noiembrie 1988
2. BOB LIANA, DANETIU GH., Das Biegeverhalten von mit Glasfasern bewehrten Holzbalken. Al IV-lea Simpozion Național de Tensometrie, Brașov, 1986
3. DANETIU GH., BOB LIANA, Grinzi lamelare de lemn armate cu fibră de sticlă. Conșfătuire tehnico-științifică, Tîrgu Mureș, 1987
4. MARUSCEAC D., Construcții moderne din lemn. Editura tehnică, București, 1985
5. * * * Elemente de construcții din lemn cu diferite tipuri de armături. Studii I.C.C.P.D.C. Filiala Timișoara, 1984, 1985
6. * * * Grinzi lamelare de lemn cu deschidere mare, din scurtături armate cu fibră de sticlă. Studii I.C.C.P.D.C. Filiala Timișoara, 1986, 1987.

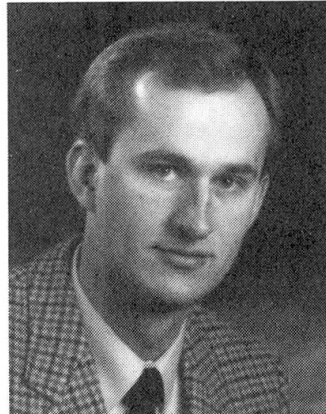
Räumlich gekrümmte Holzbalkendecke mit Stahlbetonringbalken

Spatially Curved Wood Girder Slab with Reinforced Concrete Ring Beam

Plancher mixte de surface non plane

Johann KOLLEGGER

Dr.-Ing.
Kassel, BRD



Johann Kollegger, geboren 1956 in Österreich. Studierte Bauingenieurwesen an der University of California in Berkeley (Master of Engineering 1980) und an der Technischen Universität Graz (Diplom Ingenieur 1981). Er promovierte 1988 an der Gesamthochschule Kassel und arbeitet seither in einem Kasseler Ingenieurbüro.

ZUSAMMENFASSUNG

Eine neuartige Holzbalkendecke wird vorgestellt, bei der die räumliche Tragwirkung und das Zusammenwirken zweier Materialien — Brettschichtholz und Stahlbeton — ausgenutzt wird. Die Herstellung der Decke wird beschrieben, und mögliche Ausführungsformen werden dargestellt. Eine Vergleichsberechnung mit einer konventionellen Holzbalkendecke zeigt, daß mit der räumlich gekrümmten Holzbalkendecke Decken mit viel größeren Spannweiten als bisher gebaut werden können.

SUMMARY

An innovative wood girder slab is presented which takes advantage of the spatial load carrying capacity and the combination of two materials—laminated wood and reinforced concrete. The construction of the slab and possible designs are described. A comparison calculation with a conventional wood girder slab shows that slabs with much larger spans can be built with the spatially curved wood girder slab.

RÉSUMÉ

L'article présente un nouveau type de plancher mixte, caractérisé par une surface non plane et par la combinaison de deux matériaux — bois laminé et béton armé. On décrit le mode de construction de ce plancher et on donne les formes d'exécution possibles. Un calcul comparatif avec un plancher traditionnel à poutres en bois montre que ce plancher à poutres en bois à courbure spatiale permet de réaliser des portées supérieures à celles pratiquées jusqu'à présent.



1. EINLEITUNG

Üblicherweise werden Holzbalkendecken aus geraden Balken hergestellt, die in einem Abstand von 60 bis 90 cm verlegt sind (Fig. 1). Die Balken tragen in diesem Fall ihre Lasten als Einfeldträger ausschließlich über Biegung ab. Um Holz zu sparen, sind auch Decken mit durchlaufenden Holzbalken gebaut worden. Auch zusammengesetzte Querschnitte, teilweise unter Verwendung von Brettschichtholz und Spanplatten, dienen dem Zweck, den Holzverbrauch zu minimieren. Eine weitere Möglichkeit, den Holzverbrauch zu reduzieren, wird in Verbunddecken realisiert, bei denen eine über Schubdübel an den Holzbalken angeschlossene Beton- oder Stahlbetonplatte zum Abtragen der Lasten mit herangezogen wird (Fig. 2). Der Nachteil aller aus geraden Holzbalken hergestellten Decken ist, daß sämtliche Lasten ausschließlich über Biegung abgetragen werden.

Um das Tragverhalten von Holzbalkendecken zu verbessern, wurde eine Holzbalkendecke entwickelt, bei der die räumliche Tragwirkung ausgenützt wird [3].

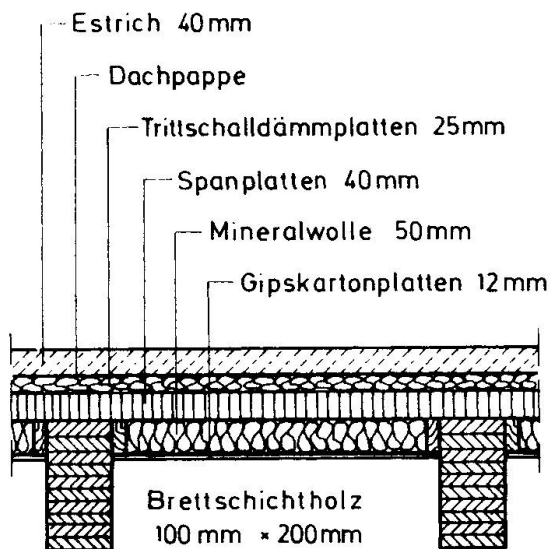


Fig.1 Querschnitt einer Holzbalkendecke (nach [1])

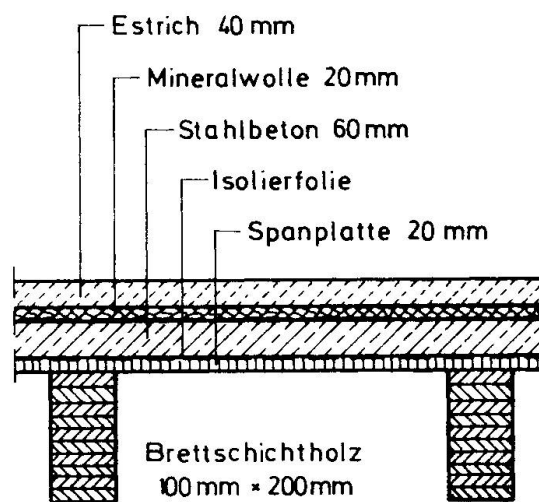


Fig.2 Querschnitt einer Holzbalken-Verbunddecke (nach [2])

2. BESCHREIBUNG DER RÄUMLICH GEKRÜMMTEN HOLZBALKENDECKE

Die Holzbalkendecke besteht aus gekrümmten Trägern aus Brettschichtholz, die radial angeordnet und auf einem Stahlbetonringbalken aufgelagert sind. Auf den Brettschichtträgern ist eine verlorene Schalung aus Brettern befestigt. Der Raum zwischen der Bretterlage und der ebenen Oberseite der Decke ist mit einem geeigneten Material wie zum Beispiel Beton, Holzspanbeton, Leichtbeton oder Blähton verfüllt.

In Fig. 3 ist eine fertiggestellte Decke schematisch dargestellt, wobei Teilbereiche herausgebrochen sind, um die tragenden Brettschichtträger und die verlorene Schalung von Brettern für das Füllmaterial zeigen zu können. Der Stahlbetonringbalken liegt bei diesem Beispiel ringsum auf dem Mauerwerk auf. Der Stahlbetonringbalken könnte auch als Sturz für Tür und Fensteröffnungen ausgebildet werden. Ein möglicher Grenzfall wäre das komplette Weglassen einer Wand, so daß der Ringbalken seine Vertikallasten an zwei Endstützen abgibt.

Der in Fig. 4 dargestellte Schnitt durch die Decke zeigt, wie sich die gekrümmten Brettschichtträger auf dem Stahlbetonringbalken abstützen und in einem Mittelknoten verbunden sind. Die Verbindung der Brettschichtträger im Mittelknoten erfolgt in Abhängigkeit von den berechneten Normalkräften und Biegemomenten durch angedübelte Laschen, eingeleimte Gewindestäbe und Vergießen des Knotens mit Beton.

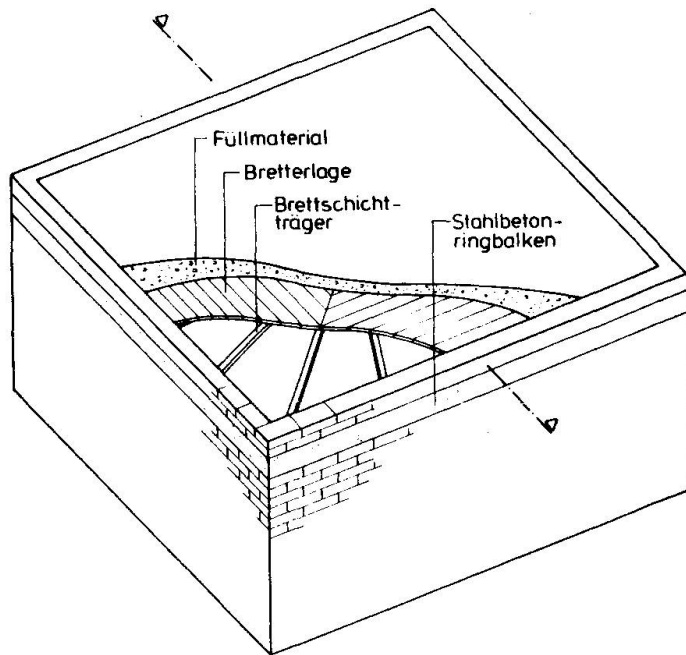


Fig.3 Schematische Darstellung der räumlich gekrümmten Holzbalkendecke mit Stahlbetonringbalken

In den Berührungsflächen zwischen Holz und Beton sind die beiden Materialien durch das Aufbringen eines Anstrichs oder einer Isolierfolie voneinander zu trennen [4]. Andernfalls besteht die Gefahr, daß der Holzzucker den Abbindevorgang des Betons negativ beeinflusst und die alkalischen Substanzen des Betons zu einer Verfärbung des Holzes führen.

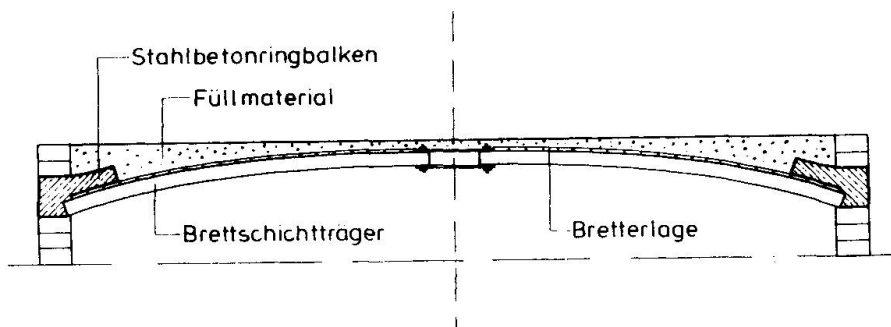


Fig.4 Schnitt durch die Decke der Fig. 1

Die räumlich gekrümmte Holzbalkendecke weist gegenüber den konventionellen Ausführungen den Vorteil auf, daß die Lasten von den gekrümmten Brettstichtträgern bei geeigneter Formgebung vorwiegend über eine axiale Tragwirkung auf einen Stahlbetonringbalken abgetragen werden. Der Stahlbetonringbalken wird zwar auf Biegung beansprucht, kann aber durch eine Vergrößerung seiner Breite und durch eine rahmenartige Bewehrungsführung sehr steif ausgeführt werden. Das Gesamtsystem der aus gekrümmten Brettstichtträgern und Stahlbetonringbalken bestehenden Decke weist deshalb eine höhere Tragfähigkeit auf als herkömmliche Holzbalkendecken. Dies hat den Vorteil, daß größere Spannweiten wirtschaftlich überbrückt und höhere Belastungen aufgebracht werden können. Höhere Belastungen entstehen zum Beispiel aus einem Deckenaufbau mit größerem Eigengewicht, der verbesserten Schallschutz gewährleistet.

Die Verteilung der Belastung von der Deckenoberseite auf die Brettstichtträger erfolgt durch eine Gewölbewirkung des Füllmaterials und der als Zuggurte wirkenden Bretter, die auf den Brettstichtträgern befestigt sind und gleichzeitig die Schalung



für das Füllmaterial darstellen. Die Gewölbewirkung im Füllmaterial wird sich auch bei einem rolligen Material wie zum Beispiel Blähton einstellen. Zusätzlich zu dem oben skizzierten Tragmechanismus - Verteilung der Last durch Gewölbewirkung im Füllmaterial auf die Brettschichtträger und Bogenwirkung der Brettschichtträger in Verbindung mit einem steifen Ringbalken - wird sich eine über die ganze Decke hinweg reichende Gewölbewirkung im Füllmaterial einstellen, die die Steifigkeit und Tragfähigkeit der Decke noch beträchtlich erhöht. Eine weitere Verbesserung dieser Gewölbewirkung kann durch die Anordnung von Schubdübeln in den Brettschichtträgern erreicht werden, da durch die Verdübelung ein Verbundquerschnitt mit erhöhter Steifigkeit entsteht.

3. DARSTELLUNG MÖGLICHER DECKENFORMEN

Die gekrümmte Holzbalkendecke mit Stahlbetonringbalken kann über beliebigen Grundrissen errichtet werden, wobei Räume mit quadratischem Grundriß in statischer Hinsicht günstiger sind als solche mit rechteckigem Grundriß. Der kreisförmige Grundriß ist bezüglich der Tragwirkung optimal, weil in diesem Fall alle Brettschichtträger gleich lang sind und der Horizontalschub der Brettschichtträger ohne Biegemomente nur durch Zugkräfte im Ringbalken aufgenommen werden kann.

Die Anzahl, die Breite und die Anordnung der Brettschichtträger bestimmen die Größe des Mittelknotens. Der Durchmesser des Mittelknotens beträgt beispielsweise bei radialer Anordnung von 16 Balken mit einer Breite von 80 mm und bei einer Winkelöffnung von 22.5° zwischen den einzelnen Balken 200 mm.

Fig. 5 zeigt mögliche Deckenformen über quadratischem Grundriß, wobei angenommen wurde, daß die Brettschichtträger einen konstanten Krümmungsradius aufweisen. Werden die Brettschichtträger nach Fig. 5a verlegt, ergibt sich eine Decke von der Form eines Kugelgewölbes. Die Bretter müssen in diesem Fall beim Verlegen gebogen werden, was zu abhebenden Kräften bei den diagonal angeordneten Brettschichtträgern führt, die durch eine entsprechende Verankerung dieser Träger im Montagezustand zu berücksichtigen sind. Diese abhebenden Kräfte werden vermieden, wenn die Anordnung der Brettschichtträger nach Fig. 5b erfolgt. Die Bretter bleiben in diesem Fall gerade, und es entsteht eine Decke in der Form eines Klostergewölbes.

Statisch ungünstig bei den Deckenformen nach Fig. 5a und 5b ist, daß sich die kürzesten und längsten Brettschichtträger in ihrer Länge um den Faktor $\sqrt{2}$ voneinander unterscheiden. Die diagonal angeordneten Brettschichtträger werden deshalb viel stärker beansprucht als die übrigen Träger. Bei der Anordnung der Träger nach Fig. 5c sind die Längenunterschiede zwischen den Trägern geringer als bei einer Anordnung nach Fig. 5a oder 5b und die Ausnutzung der Querschnitte deswegen gleichmäßiger.

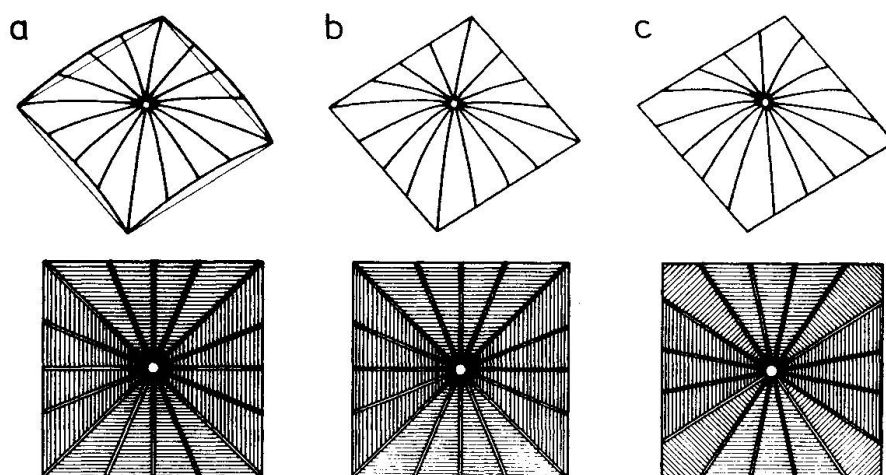


Fig.5 Mögliche Deckenformen über quadratischem Grundriß mit Darstellung der Balkenlage im oberen Bildteil und Untersicht der Decke im unteren Bildteil für a) Kugelgewölbe, b) Kolstergewölbe und c) modifiziertes Klostergewölbe

Über die in Fig. 5 gezeigten Deckenformen hinaus sind zahlreiche weitere Variationen möglich. Die Form der Brettschichtträger könnte beispielsweise für den Lastfall Eigen- und gleichmäßige Verkehrslast optimiert werden.

4. BERECHNUNG EINER DECKE ÜBER QUADRATISCHEM GRUNDRISS

Die Decke nach Fig. 5c mit einer Seitenlänge von 6 m und einem Stich von 30 cm wurde als räumliches Stabtragwerk berechnet. Unter Ausnutzung der Symmetrieeigenschaften des Systems für Gleichflächenlast konnte die Berechnung am Deckenviertel durchgeführt werden (Fig. 6). Jeder Brettschichtträger wurde durch 7 Balkenelemente idealisiert, die im Mittelknoten miteinander verbunden sind. Der Stahlbetonringbalken wurde ebenfalls mit Balkenelementen modelliert. Die Brettschichtträger wurden gelenkig auf dem Ringbalken aufgelagert. Die Belastung von 1.0 kN/m^2 wurde über Einflußflächen in Knotenlasten für die Brettschichtträger umgerechnet.

Die Berechnung ergab für eine Gleichflächenlast von 1.0 kN/m^2 eine Durchbiegung des Mittelknotens von 1.1 mm und eine maximale Durchbiegung von 1.2 mm. Die berechneten Momentenverläufe für die Brettschichtträger und den Stahlbetonringbalken sind in Fig. 7 dargestellt. Bei der Belastung der Decke mit 1.0 kN/m^2 beträgt die maximale Spannung im Brettschichtholz für den in Fig. 6 angegebenen Querschnitt von $80 \text{ mm} \cdot 160 \text{ mm}$ gleich 0.77 N/mm^2 (aus der Normalkraft) + 1.37 N/mm^2 (aus dem Biegemoment) = 2.14 N/mm^2 . Eine gleichförmige Deckenbelastung von 5.0 kN/m^2 (Eigen- und Verkehrslast) könnte von den Holzbalken problemlos aufgenommen werden. Auch die Bewehrung des Ringbalkens wäre für die berechneten Biegemomente ohne weiteres möglich.

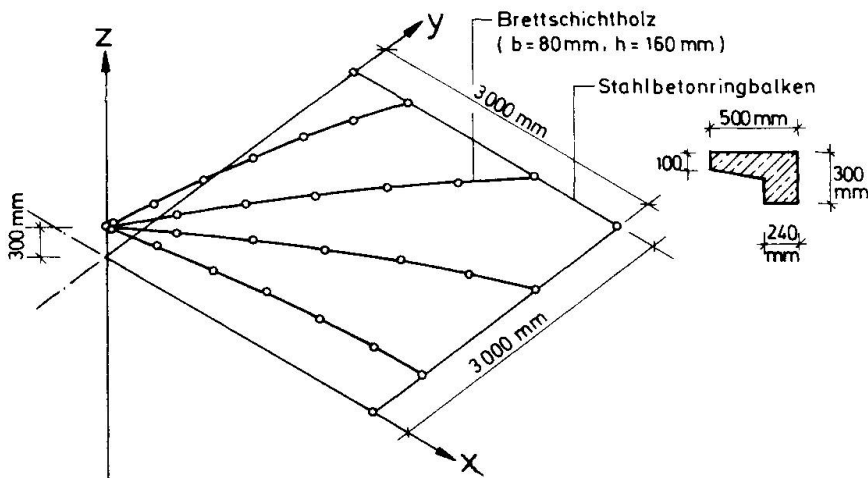


Fig.6 Modell für die Berechnung der Decke als räumliches Stabtragwerk

Eine einachsige über 6 m gespannte Holzbalkendecke mit Balken $80 \text{ mm} \cdot 160 \text{ mm}$ und einem Balkenabstand von 600 mm würde sich unter einer Gleichflächenlast von 1.0 kN/m^2 in der Mitte um 33.7 mm durchbiegen. Die maximale Spannung würde 7.9 N/mm^2 betragen. Die Balkenquerschnitte sind bei einer Durchbiegungsbeschränkung auf $1/300$ deswegen nicht einmal für die Gleichflächenlast von 1.0 kN/m^2 ausreichend.

Der Holzbedarf bei dem gewählten Beispiel liegt bei 0.66 m^3 für die räumlich gekrümmte Holzbalkendecke und bei 0.84 m^3 für die konventionelle Holzbalkendecke. Für die räumlich gekrümmte Holzbalkendecke ist allerdings eine erhöhte Ringbalkenbewehrung und ein größerer Aufwand bei der Herstellung erforderlich.

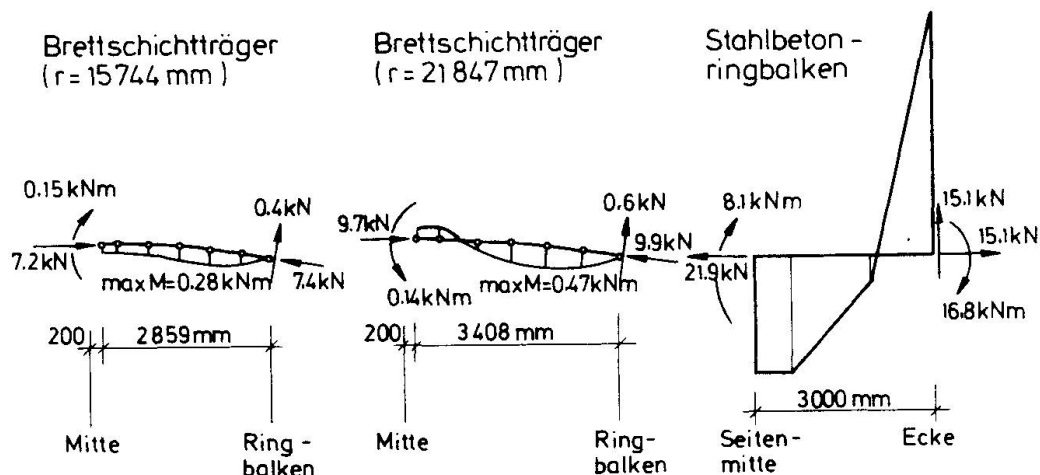


Fig.7 Reaktionskräfte und Momentenverläufe in dem Balken für eine Deckenbelastung von 1.0 kN/m^2

5. SCHLUSSBEMERKUNG

Holzbalkendecken werden meist in Verbindung mit Mauerwerkswänden verwendet. Zur Aussteifung der Mauerwerkswände und zur Ausbildung einer Deckenscheibe sind Ringbalken erforderlich. Bei der in diesem Beitrag vorgestellten Holzbalkendecke wird nun der ohnehin vorhandene Ringbalken derart steif ausgebildet, daß er als Lagerung für die Brett-schicht-träger dient und die Kräfte aus der Bogenwirkung der Brett-schicht-träger aufnehmen kann.

Anhand eines Berechnungsbeispiels wurde gezeigt, daß mit der räumlich gekrümmten Holzbalkendecke große Räume mit geringen Durchbiegungen und Materialspannungen überspannt werden können. Durch die Ausnutzung der räumlichen Tragwirkung und die Kombination der beiden Materialien Brett-schicht-holz und Stahlbeton entsteht ein äußerst tragfähiges Deckensystem, das besonders für große Spannweiten geeignet ist.

LITERATURVERZEICHNIS

1. GÖTZ, H.K., HOOR, D., MÖHLER, K und NATTERER, J., Holzbau Atlas, Institut für internationale Architektur-Dokumentation GmbH, München, 1978.
2. NATTERER, J. und HOEFT, M., Zum Tragverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen, Forschungsbericht CERS Nr. 1345, Lehrstuhl für Holzkonstruktionen, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, März 1987.
3. KOLLEGER, J., Räumlich gekrümmte Holzbalkendecke mit Stahlbetonringbalken und Verfahren zur Errichtung derselben, Offenlegungsschrift, Deutsches Patentamt, München, 1990.
4. JOKLIK, O.F., Fertighauselemente aus Holzrahmen und Porenleichtbeton mit Zusatz von Holzspänen, Holztechnologie, 1985, S. 63-66.

Local Buckling of Profiled Sandwich Plates

Voilement local de panneaux sandwich profilés

Lokales Beulen profilierter Sandwichplatten

J. M. DAVIES

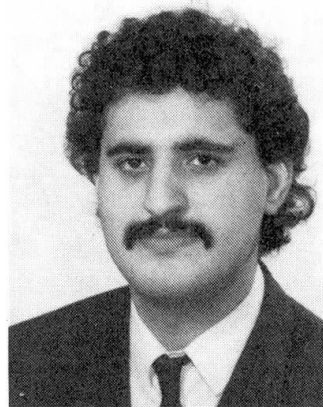
Professor of Civil Eng.
University of Salford
Salford, UK



Professor Davies was awarded the degree of D.Sc. by the University of Manchester in 1979 for his research into the stability of steel structures. He is an active member of national and international standards committees and consults widely for the steel industry.

M. R. HAKMI

Research Fellow
University of Salford
Salford, UK



Dr Hakmi gained his Ph.D. in 1988 at the University of Salford for his research into the local buckling of sandwich elements. He is currently working on a sponsored project concerned with fire resistant panels for offshore structures.

SUMMARY

Sandwich panels used in building construction typically consist of two metal faces and a foamed plastic core. One or both faces may have a trapezoidal or similar profile for either structural or aesthetic reasons. When the panel is subject to static loading the profiled face may be compressed and therefore liable to failure by local buckling. This is directly analogous to one of the fundamental problems of thin-walled metal construction with the added factor that the face element in compression is supported by the core material. In this paper, the local buckling of a compressed plate element supported by a relatively weak isotropic medium is considered. A practical solution is presented.

RÉSUMÉ

Les panneaux sandwichs utilisés dans la construction des bâtiments se composent en général de deux faces métalliques et d'un noyau en mousse. L'une ou les deux faces peuvent avoir un profil trapézoïdal ou un profil semblable pour des raisons structurelles ou esthétiques. Lorsque le panneau est soumis à une charge statique, la face profilée peut être comprimée et par conséquent sujette à une rupture par voilement local. Ceci est analogue à l'un des problèmes fondamentaux de la construction métallique en éléments à paroi mince avec cette particularité que la face en compression est supportée par le matériau du noyau. Cet exposé tient compte du voilement local de la plaque métallique comprimée et supportée par un milieu isotrope relativement peu consistant; il propose une solution utilisable dans la pratique.

ZUSAMMENFASSUNG

Sandwichplatten in bautechnischer Anwendung bestehen in der Regel aus Metalldeckschichten und einem Kern aus Hartschaum. Eine oder beide Deckschichten können aus Gründen der Ästhetik oder der Tragfähigkeit profiliert sein. Wenn das Paneel einer Biegebeanspruchung ausgesetzt ist, wird die profilierte Deckschicht im Druckspannungsbereich örtliche Ausbeulerscheinungen zeigen. Hier zeigt sich die Analogie zu einem fundamentalen Problem dünnwandiger Bauteile unter Druckbeanspruchungen mit der Besonderheit, dass die Deckschicht durch den Kern abgestützt wird. Im vorliegenden Bericht wird das örtliche Beulen der druckbeanspruchten Deckschicht in der Interaktion mit einem verhältnismässig weichen und isotropen Schaum analysiert, und es wird eine praxisgerechte Lösung vorgestellt.



1. INTRODUCTION

The problem addressed in this paper is typified by Fig. 1. A sandwich panel has a thin profiled steel face in compression. This face is separated from the corresponding face in tension, which may be either profiled or flat, by a relatively thick lightweight core. The core ensures composite behaviour of the two faces and, at the same time, stiffens the compressed face with respect to local buckling. In order to design such panels efficiently it is necessary to be able to predict the local buckling stress of the individual plate elements supported by the core and the post-buckling behaviour. This paper provides a solution for the linear buckling problem and extends this to an empirical effective width formulation. A subsequent paper will address the non-linear post-buckling behaviour more formally.

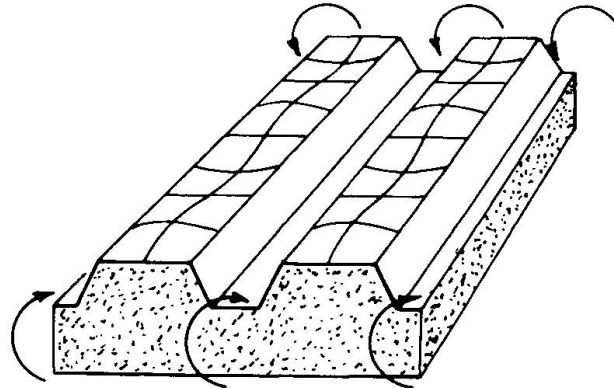


Fig. 1. Typical sandwich panel with a profiled face in compression

Typical core materials for practical sandwich panels are rigid plastic foams (polyurethane, polyisocyanurate, polystyrene) with densities in the range $30\text{--}60\text{ kg/m}^3$. These materials are assumed to be isotropic and linear so that their behaviour can be described in terms of the elastic modulus, E_c , and the shear modulus G_c . While not strictly true, this assumption has been found useful for most practical purposes. Where it has proved unsafe, theoretical solutions obtained on this basis have been modified by an empirical factor.

The mathematical problem to be solved is shown in Fig. 2. A simply supported rectangular plate of length a and width b is subject to an applied stress p along the two transverse edges. The longitudinal edges of the plate are assumed to be simply supported. The tendency of the plate to buckle locally is resisted by the core. It is required that the critical value p_{cr} of the stress at which the buckles illustrated in Fig. 1 first form should be determined. The length of the plate in the x -direction is generally large compared with the width. The wavelength of the buckles is then an unknown in the solution.

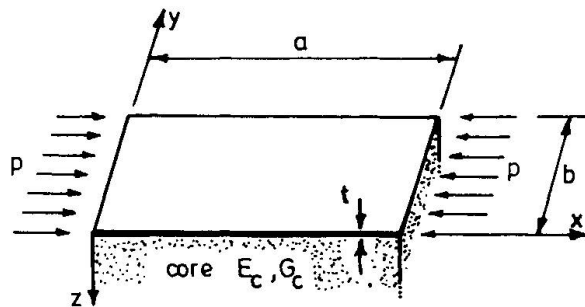


Fig. 2. Plate element in compression with core support

2. LINEAR BUCKLING ANALYSIS

The solution which follows is related to that given by Timoshenko [1] for a thin plate without core support. The buckled shape is represented by the double series

$$w = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} a_{mn} \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{b} \dots\dots (1)$$

which automatically satisfied the boundary condition of simply supported edges. The strain energy of bending is

$$U_B = \frac{\pi^4 abD}{8} \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} a_{mn}^2 \left[\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2} \right]^2 \dots\dots (2)$$

The work done by the applied axial forces during buckling is

$$V = p t \left[\frac{ab}{8} \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} a_{mn}^2 \frac{m^2 \pi^2}{a^2} \right] \dots\dots (3)$$

The strain energy in the core material is found as follows. It is assumed that the core is an infinite elastic half-space and that, within that space, the displacements decay exponentially so that

$$w = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} a_{mn} \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{b} e^{-kz} \dots\dots (4)$$

where the decay factor k is to be determined. The strain energy in the core is given by

$$U_c = \frac{1}{2} \int_0^a \int_0^b \int_0^{\infty} \left[E_c \left[\frac{\partial w}{\partial z} \right]^2 + G_c \left[\frac{\partial w}{\partial x} \right]^2 + G_c \left[\frac{\partial w}{\partial y} \right]^2 \right] dx dy dz \dots\dots (5)$$

Substituting for w from equation (6) and observing the well-known rules for integrating products of sines and cosines gives

$$U_c = \frac{ab}{16} \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} a_{mn}^2 \left[k^2 E_c + \frac{\pi^2 G_c}{k} \left[\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2} \right] \right] \dots\dots (6)$$

The decay factor k is determined from the condition $\frac{\partial U_c}{\partial k} = 0$

i.e.
$$k^2 = \frac{\pi^2 G_c}{E_c} \left[\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2} \right] \dots\dots (7)$$

and therefore
$$U_c = \frac{ab\pi}{8} \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} a_{mn}^2 \sqrt{E_c G_c} \left[\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2} \right]^{\frac{1}{2}} \dots\dots (8)$$

The potential energy is $U_B + U_C - V$ and minimising this with respect to each of the coefficients a_{mn} in turn gives the following series of equations.



$$p_{cr} \left[a_{mn} \frac{m^2 \pi^2}{a^2} \right] = \frac{a_{mn}}{t} \left[\pi^4 D \left[\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2} \right]^2 + \pi \sqrt{E_c G_c} \left[\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2} \right]^{\frac{1}{2}} \right] \dots\dots (9)$$

We now make the assumption that, in the x-direction, the plate buckles into a series of m half-waves. We therefore consider only the equations with a particular value of m containing coefficients a_{m1} , a_{m2} ...etc. For the case of uniform compression, the plate also buckles into a single sine wave in the y-direction and it is only necessary to consider a single equation in the dominant coefficient a_{m1} . The more general derivation including the full series of terms is necessary if non-uniform distributions of applied stress are considered. Thus, the equation for p_{cr} is

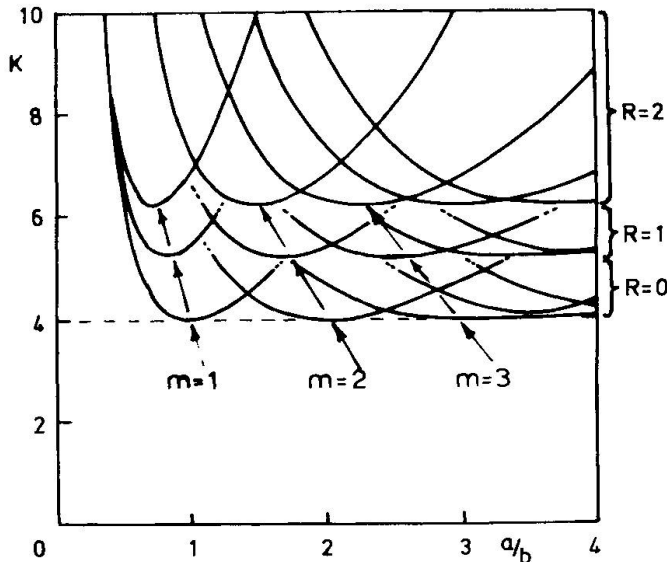
$$p_{cr} = \frac{a^2}{m^2 t} \left[\pi^2 D \left[\frac{m^2}{a^2} + \frac{1}{b^2} \right]^2 + \frac{1}{\pi} \sqrt{E_c G_c} \left[\frac{m^2}{a^2} + \frac{1}{b^2} \right]^{\frac{1}{2}} \right] \dots\dots (10)$$

Introducing $\phi = \frac{a}{mb}$, the above equation can be rewritten

$$p_{cr} = K \frac{\pi^2 E}{12[1-\nu^2]} \left[\frac{t}{b} \right]^2 \dots\dots (11)$$

where $K = \left[\frac{1}{\phi} + \phi \right]^2 + R\phi^2 \left[\frac{1}{\phi^2} + 1 \right]^{\frac{1}{2}} \dots\dots (12)$

and $R = \frac{12[1-\nu^2]}{\pi^3} \frac{\sqrt{E_c G_c}}{E} \left[\frac{b}{t} \right]^3 \dots\dots (13)$



R is a non-dimensional ratio that reflects the relative stiffness of the core and the plate. When the stiffness of the core is zero, $R = 0$ and equations (11) to (13) reduce to the well known equations for the buckling of a thin plate. The values of K for different values of m and R are shown in Fig. 3. For $R = 0$, the minimum value of $K = 4$ is obtained when the plate buckles into square waves. For increasing values of R, the critical wavelength reduces and K increases.

Fig. 3 Variation of the buckling parameter K

For a long plate, the critical value of the buckling stress occurs when the equation for p_{cr} is minimised with respect to the wavelength parameter ϕ , i.e., $\partial K / \partial \phi = 0$, which gives

$$2 \left[\frac{1}{\phi} + \phi \right] \left[1 - \frac{1}{\phi^2} \right] + R \left[\frac{1}{\phi} + 2\phi \right] \left[\frac{1}{\phi^2} + 1 \right]^{-\frac{1}{2}} = 0 \dots\dots (14)$$

Equation (14) does not have an explicit solution and is best solved by a numerical method. Newton iteration was chosen by the authors and a small number of cycles starting with $\Phi = 1$ was usually sufficient to obtain convergence. Equation (14) has the form $f(\Phi) = 0$ and the iteration rule is simply

$$\Phi_{i+1} = \Phi_i - \frac{f(\Phi_i)}{f'(\Phi_i)} \quad \dots\dots (15)$$

As the derivative of equation (21) also has an explicit form, the solution is simple to program. Having found the wavelength parameter Φ , the critical buckling stress p_{cr} follows directly from equations (11), (12) and (13).

3. APPROXIMATE BUCKLING STRESS FOR A UNIFORMLY COMPRESSED PLATE

The solution given above is somewhat complex for practical design purposes and an approximate solution has evident attractions. The following equation for the buckling constant K has been found to be sufficiently accurate for all practical purposes.

$$K = [16 + 11.8 R + 0.055 R^2]^{\frac{1}{2}} \quad (0 \leq R < 200) \quad \dots\dots (16)$$

The relationship between the accurate and approximate solutions is shown in Fig. 4.

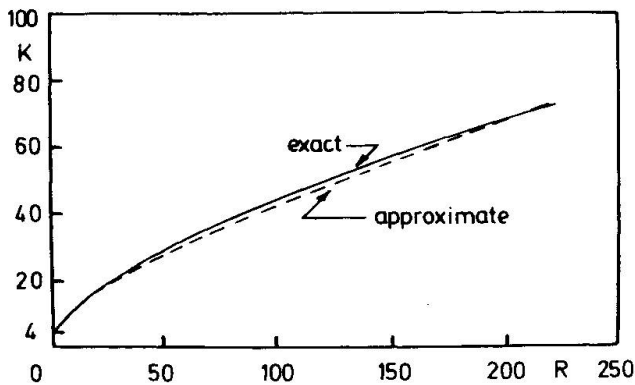


Fig. 4. Accurate and approximate values of the buckling coefficient K

4. PRACTICAL SIGNIFICANCE OF INCREASED BUCKLING STRESS

In conventional light gauge steel applications, local buckling problems of the type shown in Fig. 1 are treated for design purposes by utilising the concept of effective width. A typical effective width formula, used in many national and international standards for cold-formed steel design is the Winter formula [2]. This has the form

$$\left. \begin{aligned} b_{eff} &= \rho b \\ \text{where } \rho &= \frac{1}{\lambda} \left[1 - \frac{0.22}{\lambda} \right] \quad \text{for } \lambda > 0.673 \\ \rho &= 1.0 \quad \text{for } \lambda \leq 0.673 \\ \lambda &= 1.052 \left[\frac{b}{t} \right] \sqrt{\frac{f_c}{E K}} \end{aligned} \right\} \dots\dots (17)$$

Of particular note is the presence in the formulation of the buckling parameter K . it would appear that such an effective width formula could be extended to include plates stiffened by core material by replacing K by a more appropriate value which includes for the effect of the core in raising the buckling stress p_{cr} . In order to investigate this possibility, the authors conducted a series of tests on thin-walled steel beams in which the compression flange was stiffened by foam infilling [3]. Fig. 5 shows the results of these tests superimposed on a diagram showing the effective width concept extended as described above.



The simple combination of equations (16) and (17) resulted in values of the effective width which were unsafe when compared with the test results for large values of b/t . In plotting the curves on Fig. 5, the value of K given by equation (16) has therefore been reduced by replacing R by $0.6 R$ giving

$$K = [16 + 7R + 0.02R^2]^{1/2} \quad \dots (18)$$

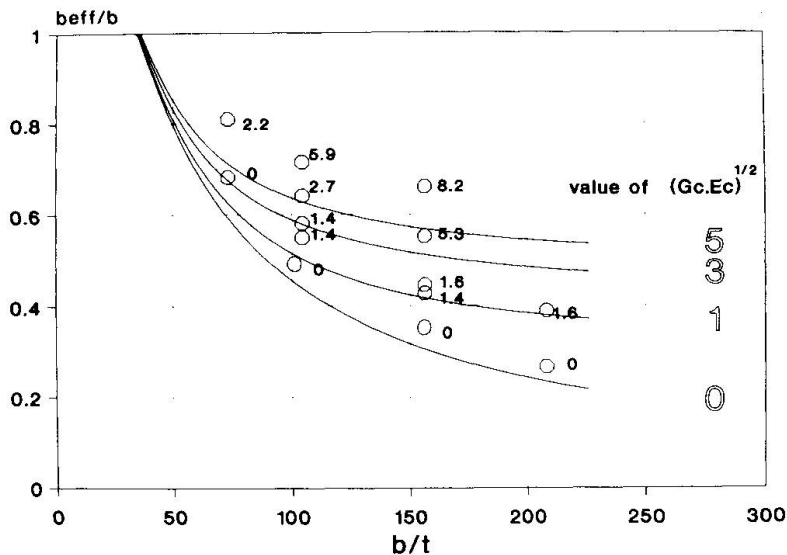


Fig. 5. Effective width of steel elements stiffened by foam

Similar empirical reductions have been found necessary for the related problem of wrinkling in flat or quasi-flat plates. Equations (17) and (18) are offered as a practical solution to the problem in question that is suitable for inclusion in codes of practice.

NOTATION

a	= length of plate	R	= non-dimensional ratio of core stiffness to plate stiffness
a_{mn}	= displacement coefficient	t	= thickness of plate
b	= width of plate	U_B, U_C	= strain energy in plate bending and core respectively
b_{eff}	= effective width of plate	V	= potential energy of edge load
C	= elastic foundation constant	w	= displacement of plate in z direction
D	= $Et^3/12(1-\nu^2)$	x, y, z	= coordinates as defined in Fig. 2
	= flexural rigidity of plate	λ	= term in effective width equation
E	= Young's modulus of plate	ν	= Poisson's ratio of plate
E_C	= Young's modulus of core	Φ	= a/mb = wavelength parameter
G_C	= shear modulus of core	ρ	= b_{eff}/b = effective width ratio
f_C	= maximum edge stress		
k	= decay factor in core		
K	= plate buckling coefficient		
m, n	= integers controlling terms in displacement function		
p_0	= maximum applied edge stress		

REFERENCES

1. TIMOSHENKO, S P and GERE, J M. "Theory of elastic stability", McGraw Hill, 2nd Edition, 1961.
2. "European Recommendations for the design of profiled steel sheeting", European Convention for Constructional Steelwork, ECCS-TC7-1983.
3. DAVIES, J M and HAKMI, R. "Post-buckling behaviour of foam-filled, thin-walled steel beams" (to be published).

Holz-Beton Verbundbauweise

Composite Timber-Concrete Structures

Construction mixte bois-béton

Heinz WIELAND

Bauingenieur
Wieland Engineering AG
Maienfeld, Schweiz

Heinz Wieland, geb. 1941, Diplom als Bauingenieur an der Eidg. Technischen Hochschule in Zürich 1965. Berater-Ingenieur für Hochbautechnik und Bauphysik und Geschäftsführer der Wieland Engineering AG.

ZUSAMMENFASSUNG

Verbund-Tragsysteme aus Holzbalken und einer dünnen Betonplatte zum Erstellen und Sanieren von Geschossdecken im Wohnungsbau werden beschrieben. Die Probleme der statischen Berechnung werden beschrieben, eine einfache Rechenmethode unter Gebrauchslast wird vorgestellt und die Anforderungen werden diskutiert. Vorgestellt wird auch ein eigens für dieses Problem entwickeltes Verbundelement. Der an verschiedenen ausgeführten Objekten gemessene Schallschutz wird angegeben.

SUMMARY

Composite structures of timber beams and a thin concrete slab for the erection and renovation of floors in residential houses are described. The problems of the static calculation are described and a simple method is given for serviceability loads. The limit states are discussed. A shear connector developed for this purpose is presented. Measured sound reduction indices in existing buildings are listed.

RÉSUMÉ

L'article décrit des structures mixtes de poutres en bois et de dalle mince en béton, destinées à la construction et à la restauration de planchers de maisons d'habitation. Il décrit les problèmes relatifs aux calculs statiques, donne une méthode de dimensionnement simplifiée pour les surcharges de service, puis il analyse les exigences imposées. Il présente en outre un élément mixte mis spécialement au point pour ce problème. Il fournit enfin les valeurs d'isolation acoustique mesurées dans différentes constructions.



1. PROBLEMSTELLUNG

In einem überwiegenden Teil der vor 1930 erstellten Altbauten in Mitteleuropa weisen die Obergeschosse Holzbalkendecken auf. Nicht nur ist die Tragfähigkeit dieser Decken oft ungenügend und sind die Durchbiegungen für eine moderne Nutzung viel zu gross, diese Decken sind auch wenig steif und schwingen spürbar, wenn sie begangen werden. Vor allem aber der Schallschutz entspricht in keiner Art und Weise mehr den heutigen Anforderungen.

Holzbalkendecken in neuen Wohnbauten vermitteln das Gefühl erhöhter Wohnlichkeit und sind daher von vielen Bauherrn gefragt.

Gesucht ist also ein wirtschaftliches Tragsystem resp. eine geeignete Sanierungsmethode vorhandener Holzbalkendecken, welche den modernen Anforderungen bezüglich Traglast, Durchbiegung und Schallschutz genügt.

2. LÖSUNG MIT HOLZ-BETON VERBUND

2.1 Das Holz-Beton Verbundtragwerk

Holz-Beton Verbund wird eine Bauweise genannt, bei der ähnlich wie beim Stahl-Beton Verbund eine relativ dünne Betonplatte mit einem Holzträger schubfest verbunden wird. Es entsteht ein für kleine und mittlere Spannweiten im Hochbau geeignetes, wirtschaftliches Deckensystem.

Für die Wirtschaftlichkeit dieser Bauweise entscheidend ist, dass zwischen Holzbalken und Betonplatte bei der Altbau-sanierung die Bretterlage belassen und im Neubau das Holztäfer als Schalung eingelegt wird. Dadurch wird ein Verbund durch Formschluss zwischen Holzbalken und Betondecke unmöglich und Klebverbindungen unwirtschaftlich. Es bleibt nur das mechanische Verbindungselement, welches in dem Tragwerk auch das kritische Element darstellt.

2.2 Bauvorgang Altbau

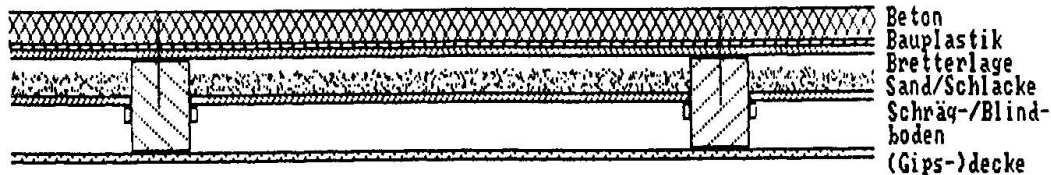
Der alte Bodenbelag wird bis auf die Bretterlage über den Holzbalken entfernt. Mit Sondieröffnungen werden Lage, Abmessungen und Zustand der Holzbalken festgestellt. Insbesondere der Zustand der Auflager an Aussenwänden muss sorgfältig überprüft werden. Liegt die Bretterlage nicht voll auf den Holzbalken auf, ist sie etwa aufgeschiftet, so muss diese ebenfalls entfernt werden. Auch wenn die Höhenverhältnisse im zu sanierenden Raum knapp sind, kann es notwendig sein, die Bretterlage zu entfernen. In diesen Fällen wird der Raum zwischen den Holzbalken, über dem Blind- oder Schrägboden mit einem Leichtbaustoff wie Leca lose, Perlit oder einem unbrennbaren Dämmstoff mit genügender Steifigkeit ausgefüllt. Auf dem Blind- oder Schrägboden liegender Schutt, Sand oder Schlacke kann entfernt oder belassen werden.

Vorher



alter
Bodenbelag
Bretterlage
Sand/Schlacke
Schräg-/Blind-
boden
(Gips-)decke

nachher



Beton
Bauplastik
Bretterlage
Sand/Schlacke
Schräg-/Blind-
boden
(Gips-)decke

← Stadler Verbundelement VB-48-6.5x100mm

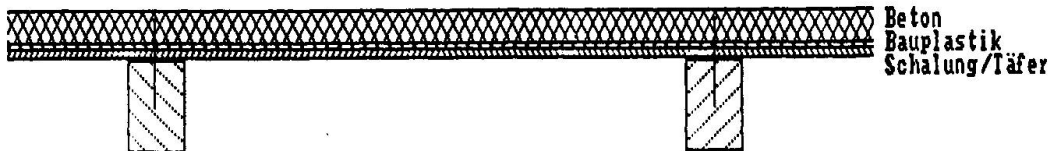
Bild 2: Holz-Beton Verbunddecke im Altbau

Auf die Bretterlage, resp. die Ausgleichlage zwischen den Balken wird nun zwei Lagen Bauplastik verlegt. Dann werden die Verbundelemente versetzt.

Nach erfolgter Spriessung der Holzbalken zwischen den Drittelpunkten der Spannweite wird der Beton eingebracht.

2.3 Bauvorgang Neubau

Der Architekt bestimmt nach ästhetischen Gesichtspunkten Abmessungen und Abstand der Holzbalken, sowie die Art der Schalung. Der Ingenieur überprüft ob die gewählten Abmessungen genügend sind, was im allgemeinen der Fall sein wird. Er bestimmt Lage und Anzahl der Verbundelemente, das erforderliche Armierungsnetz der Betonplatte und die Stärke derselben. Im allgemeinen wird das leichteste Netz genügen. Der geringen Spannungen im Holz wegen können auch alte Holzbalken aus einem Abbruchobjekt verwendet werden.



Beton
Bauplastik
Schalung/Täfer

← Stadler Verbundelement VB-48-6.5x100mm

Bild 3: Holz-Beton Verbunddecke im Neubau

Auf dem Bau werden zuerst die Holzbalken gelegt und dann die Schalung aufgebracht. Das weitere Vorgehen entspricht dem im Altbau.



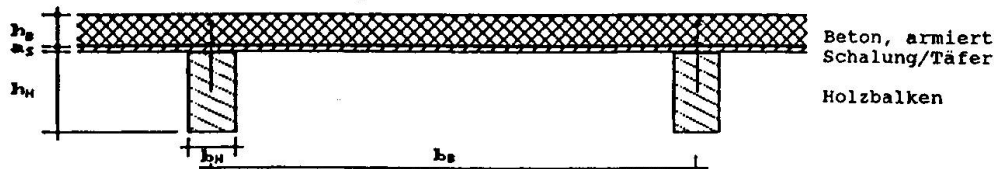
2.4 Details

Die Holz-Beton Verbunddecke kann - entsprechende Nachweise vorbehalten - nur auf die Holzbalken oder nur an die Betonplatte aufgelagert werden oder auf Holzbalken und Betonplatte. Die im ersteren Fall entstehenden Zugkräfte zwischen Holzbalken und Betonplatte in der Nähe des Auflagers müssen durch zusätzliche Verbundelemente aufgenommen werden.

3. BEMESSUNG

3.1 Methode mit geschätztem Verbundanteil

Bei dieser einfachen Berechnungsmethode wird mit einem teilweisen Verbund von Holzbalken und Betonplatte durch die Verbundelemente gerechnet. Um auf der sicheren Seite zu liegen, kann dabei für die Berechnung von Anzahl und Lage der Verbundelemente ein Verbundanteil von 0.8 für die Berechnung der Spannungen in Holz und Beton und der Durchbiegung ein solcher von 0.6 eingesetzt werden.



$$E_{\text{Holz}} = 10'000 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{SIA 164}) \quad E = E_{\text{Holz}}$$

$$E_{\text{Beton}} = 21'000 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{SIA 162}) \quad n_B = E_{\text{Beton}} / E_{\text{Holz}}$$

$$E_{\text{Stahl}} = 210'000 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{SIA 162}) \quad n_S = E_{\text{Stahl}} / E_{\text{Holz}}$$

F_e = Stahlquerschnitt in der Mitte der Betonplatte
 x = Lage der neutralen Achse über Unterkante Holz

Die folgenden Querschnittswerte beziehen sich auf E_{Holz} :

J_V = Trägheitsmoment bei vollem Verbund (Schalung/Täfer nicht mitrechnen)

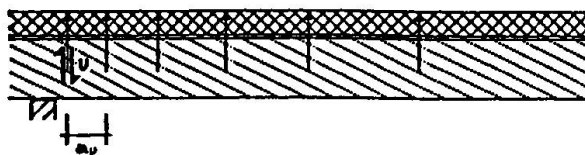
J_H = Trägheitsmoment nur Holzbalken

J_B = Trägheitsmoment nur Betonplatte [$J_B = n_B \cdot J_B (E_{\text{Beton}})$]

S = Statisches Moment der Betonplatte bezüglich x-Achse

φ_V = Verbundanteil

V_{empf} = empfohlene Querlast Stadler Verbundelement
 VB-48-6.5x100 mm (2.6 kN)



a_v = Dübelabstand

d_v = Durchbiegung bei vollem Verbund

d_{eff} = Durchbiegung bei teilweisem Verbund

$$a_v = \frac{V_{\text{empf}} \cdot J_V}{v \cdot S \cdot \varphi_V}$$

$$d_{\text{eff}} = d_v \cdot J_V \cdot \left(\frac{\varphi_V}{J_V} + \frac{1 - \varphi_V}{J_H + J_B} \right)$$

$$\sigma_{\text{Beton oben}} = M \cdot n_B \cdot \left(\varphi_V \cdot \frac{h_B + a_s + h_H - x}{J_V} + (1 - \varphi_V) \cdot \frac{h_B}{2 \cdot (J_H + J_B)} \right)$$

$$\sigma_{\text{Beton unten}} = M \cdot n_B \cdot \left(\varphi_V \cdot \frac{a_s + h_H - x}{J_V} - (1 - \varphi_V) \cdot \frac{h_B}{2 \cdot (J_H + J_B)} \right)$$

$$\sigma_{\text{Holz oben}} = M \cdot \left(\varphi_V \cdot \frac{h_H - x}{J_V} + (1 - \varphi_V) \cdot \frac{h_H}{2 \cdot (J_H + J_B)} \right)$$

$$\sigma_{\text{Holz unten}} = M \cdot \left(\varphi_V \cdot \frac{-x}{J_V} - (1 - \varphi_V) \cdot \frac{h_H}{2 \cdot (J_H + J_B)} \right)$$

3.2 Genauere Berechnungen

Genauere Berechnungen sind möglich unter Annahme eines im Innern statisch unbestimmten Tragwerkes. Dabei werden die Schnittgrößen an jedem Verbundelement als unbekannte Größen eingeführt. Allenfalls genügt es nur die Querkräfte an den Verbundelementen als unbekannte Größen einzuführen.

Zusätzlich müssten die beim Betonieren in den gespriessten Holzbalken vorhandenen Spannungen den am Verbundtragwerk im Gebrauchszustand errechneten Spannungen überlagert werden. Schliesslich wäre auch das Kriechen und Schwinden von Holz und Beton zu berücksichtigen.

Den grössten Unsicherheitsfaktor aber dürfte der E-Modul des Holzes bilden, welcher nicht nur vom Wassergehalt, sondern vor allem auch vom Raumgewicht desselben abhängig ist.

3.3 Zulässige Grössen

Im allgemeinen dürfte die Durchbiegung massgebend werden. Dabei sollten die Werte nach den einschlägigen Normen eingehalten werden. Bei spröden Zwischenwänden auf der Verbunddecke empfiehlt sich ein Verhältnis Länge zu Durchbiegung von 1:500 bis 1:1000. Zu beachten gilt, dass der E-Modul von waldfischem Holz beträchtlich unter dem Normwert liegen kann.

Da die Berechnung der Traglast mit grossem Aufwand verbunden ist, empfiehlt es sich die Bemessung unter Gebrauchslast durchzuführen. Wie bereits angedeutet dürften die zulässigen Spannungen bei Beachtung der limitierten Durchbiegung weder im Holz noch im Beton erreicht werden. Damit ist auch schon angedeutet, dass diese Tragwerke eine grosse Tragreserve aufweisen.

Das soll nun freilich nicht dazu verleiten, weniger feste Materialien zu verwenden. Geringere Festigkeit des Betons - etwa bei der Verwendung von Leichtbeton - ist immer auch mit geringerem E-Modul verbunden, was sich wiederum negativ auf Durchbiegung und Schallschutz auswirkt.

4. VERBUNDELEMENTE

Das kritische Element im Holz-Beton Verbundsystem ist das Verbundelement zwischen Holz und Beton. Um die Vorteile des Holz-Beton Verbundes bezüglich hoher Tragfähigkeit, geringer Durchbiegung und geringen Spannungen in Holz und Beton voll ausnützen zu können, muss ein geeignetes Verbundelement gewählt werden.

Beim speziell für diese Anwendungen entwickelten Verbundelement, handelt es sich um eine 100 mm (ohne Schaft) lange Schraube aus einsatzgehärtetem niedriglegiertem Stahl mit dem Durchmesser von 6.5 mm. Um ohne Vorbohren ein genügend tiefes Einschraubmoment zu erreichen ist die Oberfläche be-

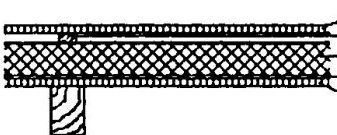
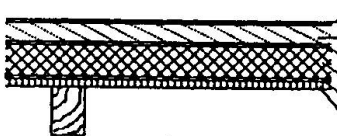
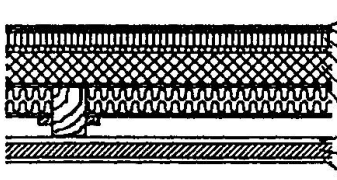
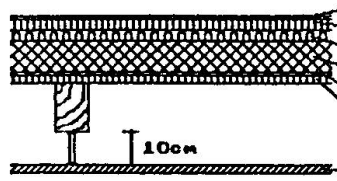


sonders glatt und gewachst. Ein tief ausgerolltes Gewinde verhindert das Spalten des Holzes und gibt extreme Quer- und Zuglastwerte. Als Antrieb wurde ein TORX Kopf gewählt um die doch recht hohen Einschraubmomente sicher übertragen zu können. Der angepresste Bund beschränkt die Einschraubtiefe und presst die Bretterlage sicher an den Holzbalken.

5. SCHALLSCHUTZ

Lärmschutzverordnungen fordern in den meisten Industrieländern einen Mindestschallschutz zwischen Wohnungen, welcher von Holzbalkendecken nur sehr schwer und mit unverhältnismäßigem Aufwand erfüllt werden kann. Auch eine Holz-Beton Verbunddecke kann diese Anforderungen ohne schwimmenden Estrich nicht erfüllen. Die einfache und kostengünstige, auch für Bauten in Entwicklungsländern geeignete Bauweise erreicht jedoch ohne zusätzlich schalldämmende Massnahmen in etwa gute 45 dBA bewertetes Luftschallschutzmass.

An ausgeführten Bauten wurden die folgenden Schallschutzmasse bei verschiedenen Konstruktionen nach DIN 52210 gemessen:

Deckenaufbau	TSM [dB]	R'w [dB]
 <ul style="list-style-type: none"> — Holzriemen — Lattung auf Filz — 8-10 cm St.-Beton — Plastikfolie — Schalung 	11	56
 <ul style="list-style-type: none"> — Teppich (geklebt) — 6 cm Unterlagsboden — 5 mm Isokork — 8-10 cm St.-Beton — Plastikfolie — Schalung 	30	--
 <ul style="list-style-type: none"> — Teppich — 5 mm Sempfl. — 4 cm Spanplatte — 15 mm Trittschallschutz — 8-14 cm St.-Beton — Plastikfolie — 16 mm Holzleisten — 4 cm Gipsdecke — 12.5 cm Gipskarton 	32	58
 <ul style="list-style-type: none"> — Teppich — 3 cm Spanplatte — 3 cm Isolierung — 8-10 cm St.-Beton — Plastikfolie — Schalung — 10cm — Gipskartonplatte 	32	60

TSM = Trittschallschutzmass nach DIN 4109

R'w = bewertetes Luftschallschutzmass nach DIN 4109

Construction mixte en terre armée

Verbundbauten aus bewehrter Erde

Mixed Structures with Reinforced Earth

Rosanna PAPARELLA

Civil Engineer
University of Trento
Mesiano di Povo, TN, Italy



Rosanna Paparella, born in 1958, received her Civil Engineering degree at the University of Padoa, Italy. Postgraduate specialization in Construction Industry. She attended a six months' course by C.S.T.B. Rossana Paparella is presently a researcher in Architectural Technology at the University of Trento (Italy).

RÉSUMÉ

On peut obtenir la stabilité nécessaire pour la tenue des murs en terre sous charges usuelles, en minimisant les agressions (surtout de l'eau) et les sollicitations mécaniques. Pour répondre à ces exigences, on propose une technique innovatrice pour construire des murs verticaux extérieurs par utilisation de blocs en terre renforcés par des couches de géotextile; ce dernier est aussi posé sur la face externe du mur pour empêcher le délavage de la terre par l'eau. L'utilisation de cette technique dans les pays en voie de développement permet d'utiliser au maximum les ressources locales (main d'œuvre et matériaux).

ZUSAMMENFASSUNG

Die Stabilität und die Dauerhaftigkeit von Lehmmauern ist gewährleistet, wenn die Einwirkungen der Witterung eingeschränkt und die Mauern mechanisch möglichst wenig beansprucht werden. Um diesen Forderungen zu entsprechen wurde eine neue Bautechnik entwickelt, mit der senkrechte Aussenmauern realisiert werden können. Diese Technik benötigt Erdblocke, die mit Spinnfaserschichten bewehrt werden sind. Diese Schichten sind ausserdem auch auf der Aussenseite angebracht um das Abwaschen der Erde zu verhindern. Der Vorteil dieses Systems besteht darin, daß er den Entwicklungsländern ermöglicht, die gegebenen Mittel (Handarbeit und Material) zu verwenden.

SUMMARY

External walls made of raw earth are stable and durable if scouring and stress are reduced to a minimum. In order to satisfy the requirement of stability a new construction technique has been studied; by this technique, sun-dried earth bricks reinforced with layers of geotextiles are used as basic components for wall building. Durability is achieved by laying the geotextile material at the outer side of the wall. This construction system studied for developing countries allows to maximize the use of local resources (workmanship and materials).



1. PREFACE

On considère, au même temps, le processus de construction soit technique, soit comme un phénomène socio-économique, qui change en fonction de chaque environnement; en effet la plupart des pays en développement sont en train de constituer l'ensemble de leur organisation sociale et par suite dans le secteur du bâtiment les règles du jeu entre les acteurs du processus de construction ne sont pas encore établies.

Par contre dans les pays du tiers monde le développement démographique rend prioritaire le problème du logement.

Le développement économique et intellectuel du monde industrialisé permet de faire progresser la technologie et d'offrir des matériaux et des composants manufacturés très performants, mais fort coûteux. Un certain nombre de pays y ont eu recours, d'autres on voulu y accéder mais se sont épuisés financièrement.

Pour cette raison on doit rechercher des techniques nouvelles permettant d'utiliser, au maximum, les ressources locales (main d'œuvre et matériaux) et organiser un transfert de technologie.

Plusieurs raisons nous ont conduit à choisir la terre plutôt qu'un autre matériau; la principale c'est pourquoi elle est disponible pratiquement partout.

2. INTRODUCTION

On peut observer que la tenue des ouvrages en terre aux sollicitations d'usage résulte pour l'essentiel de leur stabilité sous les agressions (surtout dues à l'eau) et sous les contraintes structurales d'exploitation (résistance à la compression, à la traction, au cisaillement), en charge instantanée ou permanente.

Par conséquent, la stabilité nécessaire peut-être obtenue en minimisant les agressions et les sollicitations par des dispositions architecturales adaptées ou en augmentant les performances intrinsèques du matériau.

Ces dernières résultent essentiellement de deux actions qui peuvent être combinées: l'apport d'adjuvant et/ou le resserrement des grains qui constituent le matériau.

On va ici proposer une technique constructive qui utilise la terre comprimée, sous forme de blocs dans une presse manuelle et armée de matériau géotextile.

Dans le cas de la technique de la terre comprimée sous forme de blocs, l'action des presses manuelles consiste précisément aux seules actions de compression et de démoulage effectuées par la machine.

Ensuite, on a considéré intéressant étudier l'apport que le matériau géotextile donne comme adjuvant évitant de cette façon l'emploi des stabilisants et toutes ses conséquences.

On peut aussi adjoindre que la pose du géotextile à l'extérieur répond à l'exigence de minimiser les agressions de l'eau.

L'idée d'utiliser le matériau géotextile est née en observant les résultats disponibles des essais triaxiaux sur des éprouvettes cylindriques de 0.10 m. de diamètre et de 0.30 m. d'hauteur, remplies d'argile CH et $w_0 = 44,8\%$ (teneur en eau) et armée de matériau géotextile posé par couches horizontales.

La figure 1 souligne que l'augmentation de la valeur de τ est due à la présence de l'armature (Battellino D. 1983).

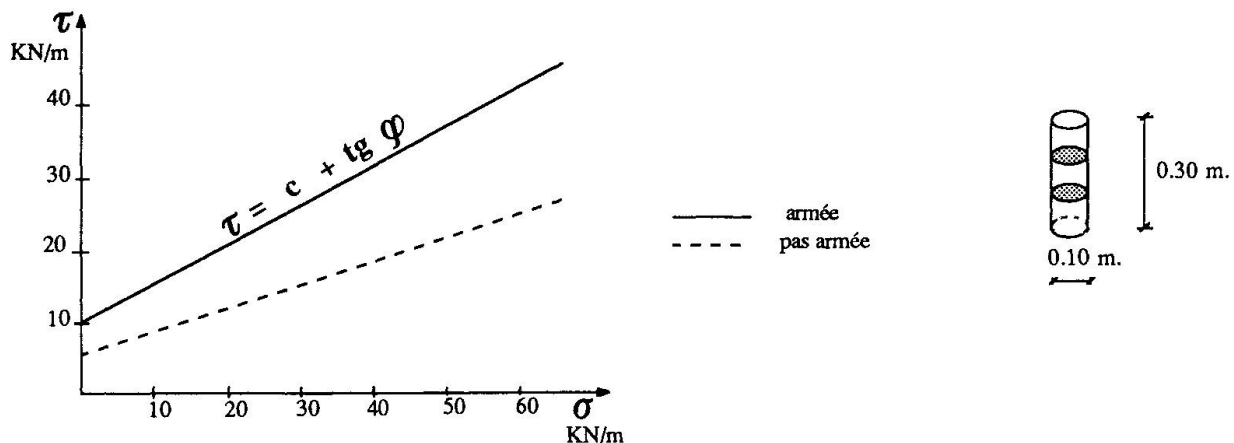


Fig. 1 Comparaison de différents essais

Ensuite, dès premières données expérimentaux obtenues des essais de résistance monoaxiale, on a vu qu'il augmente de 150 à 300% à la présence de l'armature.

Ces résultats nous ont encouragé à programmer des essais expérimentaux qui sont maintenant en cours et dont les résultats ne sont pas encore disponibles.

3. LA TECHNIQUE CONSTRUCTIVE

La technique constructive proposée et indiquée pour la réalisation de cloisure d'un bâtiment en zones rurales ou demi-rurales repose sur les raisons suivantes:

- simplicité d'exécution et en générale l'adaptabilité où le matériau terre est disponible;
- il n'est pas nécessaire de disposer d'une main d'œuvre qualifiée.

Le principe constructif réside dans la fabrication de carreaux de terre et dans leur mise en œuvre. Lorsque la mise en œuvre va commencer, il faut ajouter le matériau géotextile selon la modalité illustrée par la figure 2 et 3.

Pour avoir dès le début un alignement correct des blocs il faut exécuter une fouille de 0.10 m. de profondeur pour la longueur du mur qu'on veut bâtir et étendre le géotextile qui, de cette façon, sert à empêcher la remontée de l'humidité du sol ainsi que les insectes.

Dès qu'on a posé la première couche, on va continuer avec deux autres assises décalées et en même temps on va monter à l'extérieur avec le géotextile et après trois assises de blocs on va l'insérer avec une double couche et ainsi de suite.

Pour l'exécution en cas de portes et fenêtres la technique ne diffère pas de celles sans géotextile.

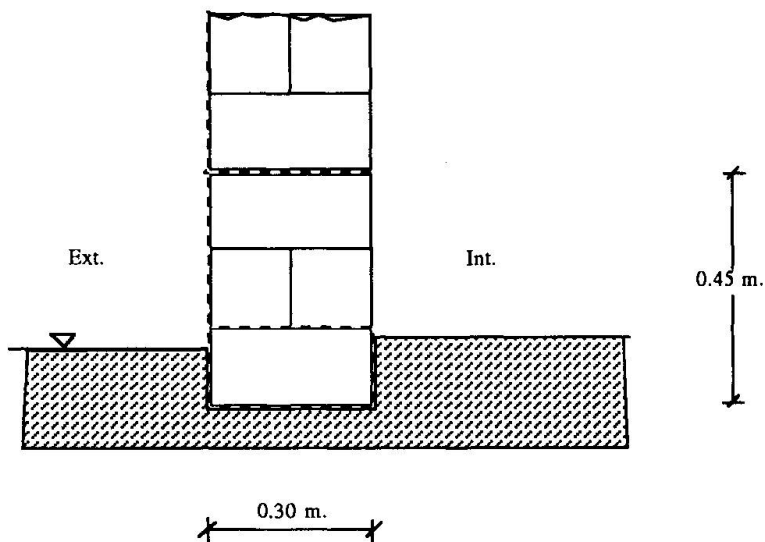


Fig. 2 Section longitudinale

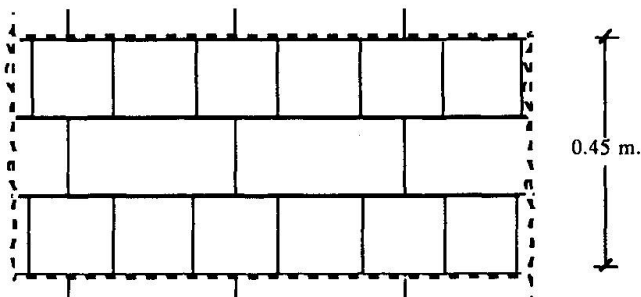


Fig. 3 Section trasversale



3.1 La fabrication

Cette fabrication est faite à l'aide de presses manuelles ou hydrauliques en utilisant la terre crue.

La terre est compressée en blocs dans le but d'accroître les performances mécaniques et faciliter sa mise en œuvre, lui conservant ainsi toutes ses propriétés et en particulier son inertie; en effet sa grande inertie présente un confort non négligeable de l'habitat qui, avec ses qualités thermiques et phoniques, en font un matériau fort apprécié des habitants.

3.2 La mise en œuvre

La mise en œuvre permet une économie de main d'œuvre et de fourniture puisque celle-ci est effectuée sans mortier de liaison. La mise en œuvre se fait aussitôt la fabrication et uniquement par contact humide. Il n'y a donc pas lieu de sécher ni de stocker le produit fini.

On utilise de presses manuelles pour répondre à des impératifs économiques, car les installations nécessaires à la fabrication de telles briques sont mobiles et peu onéreuses comparées à celles utilisées pour fabriquer des briques vibro-compressées, vibro-compactées, etc...

L'emploi de presses manuelles est indiqué parce qu'il faut un minimum de force de compression à la fabrication (pas plus de 1,5 MPa) et surtout pour obtenir un minimum de résistance à la compression et d'homogénéité des briques fabriquées. Au niveau de la dimension les briques font 0,30 m. x 0,15 m. x 0,15 m.; les murs peuvent être porteurs en 0,30 m. épaisseur.

Le matériau géotextile utilisé est composé d'un matériau base: trame polyester haut-module dans une direction et trame polyamide dans l'autre. Le type indiqué pour la réalisation du mur a une charge à rupture de 600-800 KN/m.

En matière de revêtements applicables sur support en géotextile il faut mettre au point et expérimenter une solution de revêtement adaptée à ces supports particuliers.

4. TECHNIQUE CONSTRUCTIVE ALTERNATIVE

Lorsque il n'y a pas la possibilité de fabriquer les blocs en terre crue parce-que par exemple la terre à disposition a des caractéristiques qui ne conseillent pas l'emploi de la presse manuelle le matériau géotextile offre également la possibilité de réaliser une cloisure verticale.

Le matériau géotextile à utiliser est confectionné en forme tubulaire et très simplement la terre doit remplir les tuyaux de géotextile comme l'on voit en figure 4.

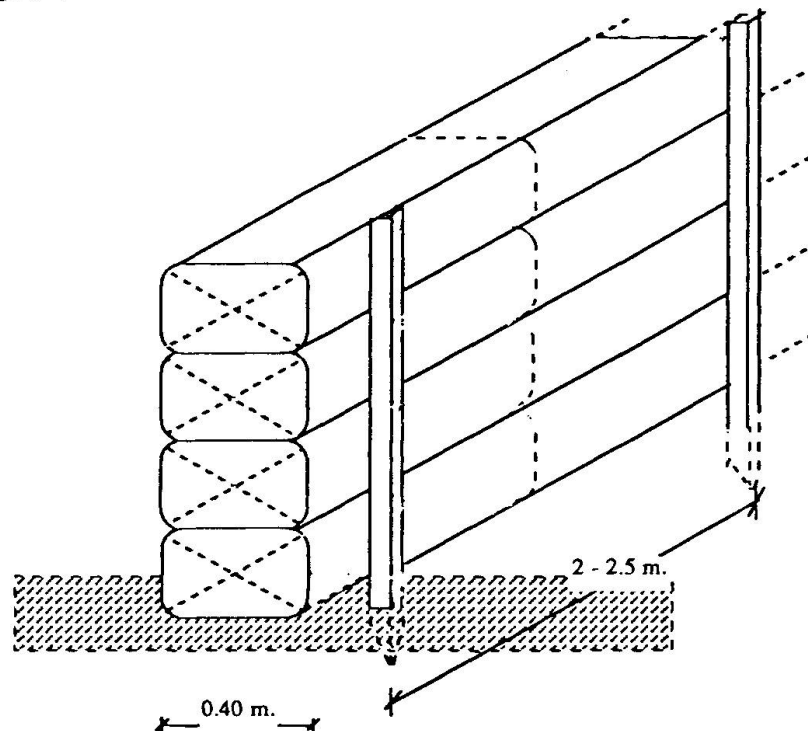


Fig. 4 Dispositions constructives en pied de mur

Même en ce cas pour avoir dès le début un alignement correct du mur il faut exécuter une fouille de 0.10 m. de profondeur et de 0.40 m. de largeur.

Pour les tenir verticalement il faut pourvoir à attacher tout mètre parmi eux les tuyaux en terre et en outre il est nécessaire d'avoir des poteaux (par exemple en bois) de soutènement enfoncés en terre tout les 2 - 2.5 mètres.

La solution des points d'angle est simple parce qu'on prévoit un croisement des tuyaux réalisé comme en figure 5.

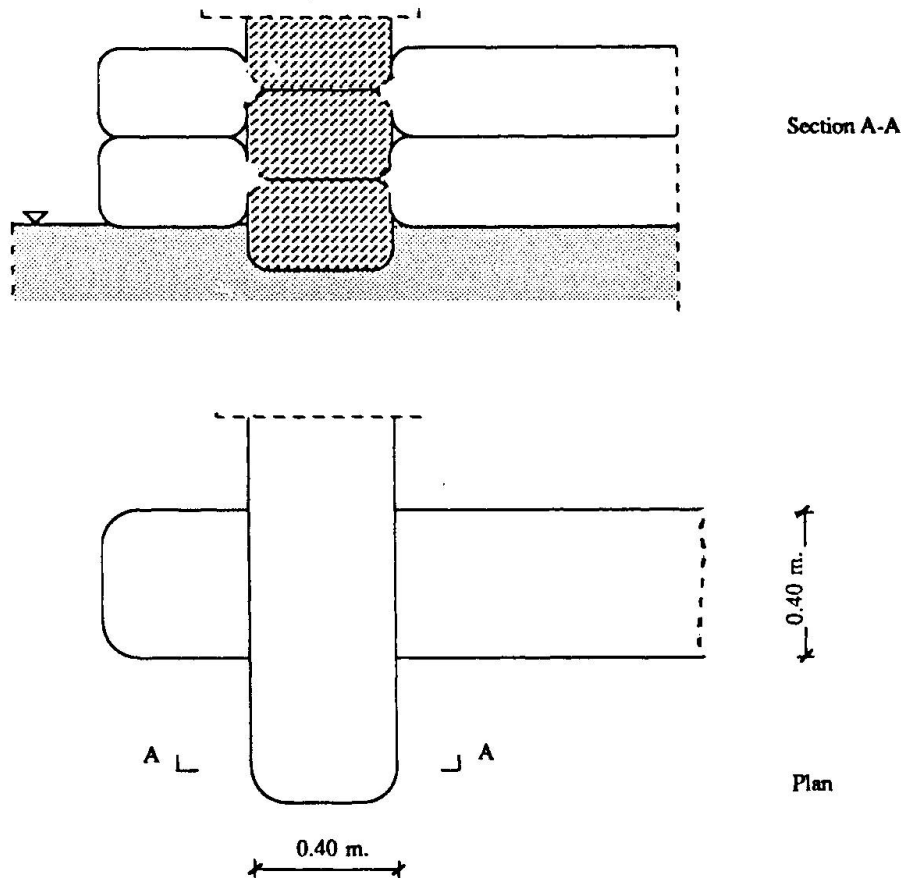


Fig. 5 Particulier connexion d'angle

Le matériau géotextile à utiliser confectionné comme ça est celui qu'on utilise pour bâtir les gabions. Avec cette deuxième technique alternative à la première on a la plus grande utilisation de géotextile. On calcule la quantité de géotextile qui suffit pour bâtir 1 m³. de mur. Dans le premier cas on a 10 m². employés. Dans le deuxième cas la quantité de géotextile monte jusqu'à 13 m².

5. REFLEXIONS SUR LES ASPECTS ECONOMIQUES

Une bonne étude économique est envisagée lors du transfert de la technique constructive, en fait tout processus de fabrication doit s'assigner pour tâche la production de marchandises utiles qui laisse des bénéfices économiques, quel que soit par ailleurs le montant des sommes investies.



Partout, l'expérience montre bien que ce qui différencie les réussites des échecs, n'est pas la qualité technique ou esthétique des matériaux, mais plutôt leur adéquation, au contexte économique, culturel, administratif ou financier local. En fin il est essentiel de rendre crédible l'utilisation de ce type de produit. Pour cela, il faut des réalisations industrielles concrètes et une bonne campagne de publicité.

6. CONCLUSION

La terre crue est utilisée pour la construction de bâtiments depuis les temps les plus reculés, comme en témoigne l'habitat traditionnel dans nombreux points de notre planète. Après avoir été abandonnée et oubliée avec l'avènement des matériaux industriels de construction, en particulier du béton et de l'acier, elle fait l'objet aujourd'hui d'un regain d'intérêt, surtout dans les pays en développement.

Ce matériau, critiqué pour sa sensibilité à l'eau et son manque de durabilité, en association avec le matériau géotextile ne présente plus ces problèmes. En plus il présente aussi une résistance mécanique augmentée par la présence de l'armature. La technique constructive proposée présente de nombreux avantages pour la construction de logements économiques qui on peut résumer dans la façon suivant:

- main d'œuvre requis pas forcément qualifié;
- économies en énergie évident;
- réponse aux problèmes de stabilité et durabilité de cloisures verticales en terre crue.

Enfin l'utilisation de cette technique dans les pays en développement permet d'utiliser au maximum les ressources locales (main d'œuvre et matériaux) et réduire au minimum le transfert de technologie.

REFERENCES

1. A.W. BANDSMA and others Geotextiles and geomembranes in civil engineering. Edited by R. Veldhuijzen Van Zanten, Rotterdam 1986.
2. BATTELINO D., Some experience in reinforced cohesive earth. Proceedings of the 8th Europ. Conference on Soil Mechanics and Foundatio Engineering, Helsinki 1983.
3. BATTELINO D., MAYES B., Effect of surface reinforcing of soft soils. Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco 1985.
4. C.D. HALL, MSC, MICE, MCIT, Tubular gabions. Thomas Telford Ltd, London 1984.
5. OLIVIER, Briques de terre compressées: fabrication et comportement. Acte de colloques: Modernité de la construction en terre. Paris 1984.
6. PAPARELLA R., Criteri per l'individuazione di tecniche innovative per l'edilizia adatte ai Paesi in via di Sviluppo. Atti del Convegno "Formazione dei docenti universitari dei Paesi in via di Sviluppo nelle discipline dell'architettura", Roma 1988.
7. TERNANT J.M., Construire en terre. Compte-rendus du Colloque International MTEC, Paris 1986.

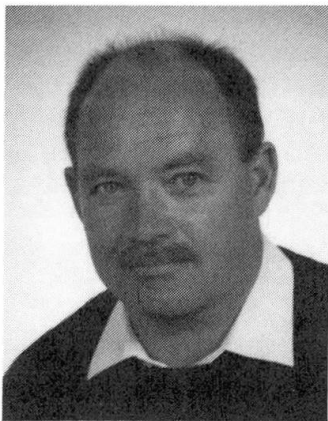
Sandwichbauteile aus Stahlblech-Deckschichten und unterschiedlichen Kernmaterialien

Sandwich-Panels with Steel Facings and Different
Core Materials

Panneaux sandwich avec parements en acier et noyaux
en matériaux différents

Klaus BERNER

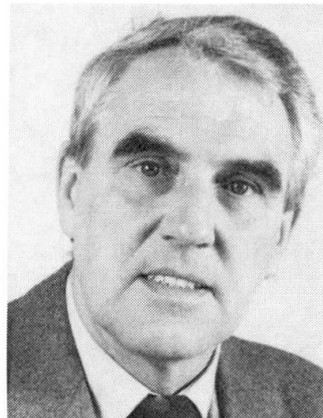
Prof. Dr. Ing.
FH Rheinland-Pfalz
Mainz, BRD



Klaus Berner, geb. 1941. Studium: Universität Karlsruhe, Diplom 1968. Promotion: Techn. Hochsch. Darmstadt. Seit 1974 wissenschaftlich tätig auf dem Gebiet der Sandwichtechnik. Mitglied im SVA „Sandwich“ beim Ifbt, Berlin und im ECCS Committee, TC7, Working group 7.4 „Sandwich-plates“.

Dieter STEMMANN

Dipl. Ing.
Hoesch Siegerlandwerke
GmbH



Dieter Stemann, geb. 1932. Studium: Universität Karlsruhe, Diplom Bauingenieurwesen 1959. Seit 1968 Leiter Forschung und Entwicklung, Hoesch Siegerlandwerke Obmann Working group Sandwich-panel, TWG 7.4 im ECCS Technical Committee TC 7.

ZUSAMMENFASSUNG

Die dargestellten Sandwichbauteile für Wandverkleidungen und Dacheindeckungen bestehen aus Stahlblech-Deckschichten und einem schubsteifen Kern. Durch die Sandwichwirkung haben diese Bauteile eine hohe Tragfähigkeit bei gleichzeitig guter Wärmedämmung. Die Paneele sind komplett vorgefertigt, so daß eine einfache, vom Wetter unabhängige Montage möglich ist. Mit neu entwickelten Sandwichbauteilen und speziellen Kernmaterialien wurde auch eine ausreichende Feuerwiderstandsfähigkeit erreicht.

SUMMARY

The presented sandwich panels for roof and wall cladding consists of steel sheet facings and a stiff shear core. In consequence of the sandwich effect these elements have a high load bearing capacity and a good thermal insulation. The panels are prefabricated completely. The erection is therefore simple and independent of weather conditions. Newly developed sandwich panels with special core material have also an intrinsic fireproof behaviour.

RÉSUMÉ

Les panneaux sandwich présentés, destinés à la couverture et au bardage, sont constitués de parements en tôle d'acier et d'un noyau résistant au cisaillement. De par l'effet sandwich, ces éléments possèdent une capacité portante très élevée et simultanément une excellente isolation thermique. Ils sont entièrement préfabriqués et, de ce fait, leur montage est simple et indépendant des conditions météorologiques. La mise au point de ces nouveaux panneaux sandwich à noyau en matériaux spéciaux a permis d'atteindre par ailleurs une résistance au feu largement suffisante.



1. EINFÜHRUNG

Raumbildende und tragende Wand- und Dachbauteile sind wesentliche Konstruktionselemente eines Bauwerkes. Sie stellen einen erheblichen Kostenfaktor dar, der sich bei weiter wachsenden Anforderungen an die bauphysikalischen Eigenschaften (z.B. Wärmedämmung und Feuerwiderstand) vergrößern wird.

Bei den herkömmlichen Wandverkleidungen und Dacheindeckungen wird die Höhe der Kosten auch dadurch verursacht, daß sie durch nacheinanderfolgende Arbeitsvorgänge auf der Baustelle hergestellt werden.



Abb.1: Montage von Sandwich-Dachbauteilen

Technisch und wirtschaftlich interessante Alternativen zu diesen herkömmlichen, baustellenkomplettierten Systemen sind Sandwichbauteile, die als Wand- und Dachbauteile - in der Fabrik vorgefertigt - auf der Baustelle nur noch verlegt und befestigt werden müssen (Abb. 1 u. 2).

2. SANDWICHBAUTEILE MIT PUR-HARTSCHAUMKERN

Die am häufigsten verwendeten Sandwichbauteile im Bauwesen sind Stahlfeinblech/Polyurethanhartschaum-(PUR)-Sandwichplatten, die sich seit mehr als 15 Jahren als Wand- und Dachbauteile vorwiegend im Industriebau durchsetzen und großtechnisch in kontinuierlichen Fertigungslinien hergestellt werden.

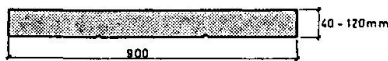
Stahlfeinblech/Polyurethanhartschaum-Sandwichtragwerke bestehen im allgemeinen aus einer oberen und einer unteren Deckschicht aus Stahlfeinblech mit Blechstär-



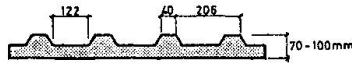
Abb.2: Montage von Sandwich-Wandbauteilen

ken zwischen 0,5 und 1,0 mm und einer Kernschicht aus Polyurethanhartschaum mit einem Raumgewicht zwischen 40 und 60 kg/m³/l/.

Ebene Sandwichbauteile



Sandwichbauteile mit profilierter Deckschicht



Profil-Sandwichbauteile

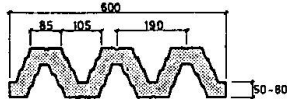


Abb.3: PUR-Sandwich-Querschnitte

Durch die Verwendung von Deckblechen mit verschiedenen Geometrien entstehen Querschnitte für ebene, profilierte oder Profil-Sandwichbauteile (Abb. 3).

2.1 Sandwich-Wirkungsweise

Ein wesentlicher Vorteil dieser einfach und daher kostengünstig zu montierenden Sandwichtragwerke besteht darin, daß im Sinne des "integrierten Bauens" die PUR-Hartschaumkernschicht nicht nur als hervorragende Wärmedämmung wirkt, sondern durch Aussteifung der Deckbleche und einer Mitwirkung im Verbund erheblich die Steifigkeit und Tragfähigkeit der Bauteile erhöht.

So wird z.B. bei Sandwich-Bauteilen das druckbeanspruchte Deckblech (das obere bei positiven Biegemomenten) durch eine elastische Bettung auf der Kernschicht sehr wirkungsvoll ausgesteift (Abb. 4).

Ebene Deckbleche

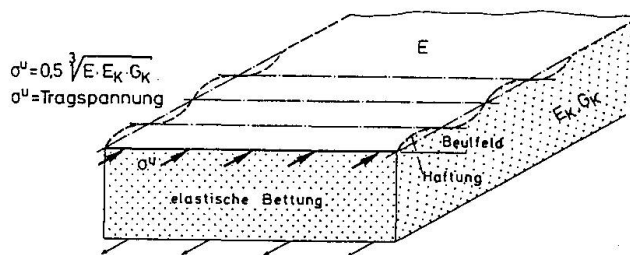
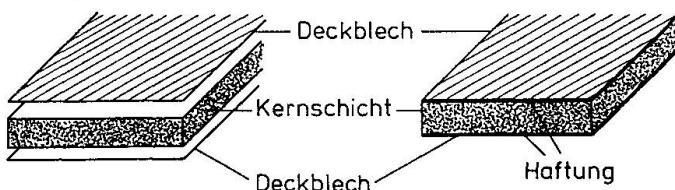


Abb.4: Elastische Bettung der druckbeanspruchten Deckbleche auf der Kernschicht

Bei ausreichend schubfester Verbindung der einzelnen Schichten miteinander wird außerdem bei solchen Sandwichtragwerken eine Verbundwirkung erreicht (Abb.5).

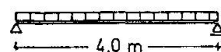
ohne Verbund

mit Verbund



Traglast $\cong 0$

Traglast $p^u = 1,8 \text{ KN/m}^2$



z.B. : Deckbleche : $t = 0,5 \text{ mm}$
 Kern : PUR, $R_G = 50 \text{ kg/m}^3$
 $d = 60 \text{ mm}$
 Baubreite : 1,0 m, Kurzzeitbelastung

Abb. 5: Verbundwirkung durch Haftung zwischen Deckschicht und schubsteifem Kern

Wegen der Verwendung von Kunststoff als Kernschicht, der sich hinsichtlich der Herstellung und der bautechnischen Anforderungen so günstig verhält, sind bei der Beurteilung der Tragfähigkeit des Sandwichtragwerkes und damit bei der Bemessung jedoch eine Reihe von Besonderheiten zu beachten.

2.2 Bemessung

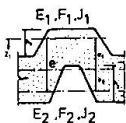
So muß die gegenseitige Verschiebung der Deckbleche infolge Schubverformung der



Differentialgleichungen des elastischen Verbundes

$$\delta''(x) - \left(\frac{k}{I}\right)^2 \cdot \delta(x) = -\frac{eQ(x)}{I_2 \cdot B_i}$$

$$w''(x) - \frac{1-e^2}{e} \cdot \delta'(x) = -\frac{M(x)}{B_i}$$



Näherungslösung für sinusförmige Belastung $q(x) = q_0 \sin \frac{\pi \cdot x}{L}$ für Einfeldträger

$$B_w = E_1 \cdot J_1 + E_2 \cdot J_2 + \gamma \cdot e^2 \cdot \frac{E_1 \cdot F_1 \cdot E_2 \cdot F_2}{E_1 \cdot F_1 + E_2 \cdot F_2} ; \gamma = \frac{1}{K+1}$$

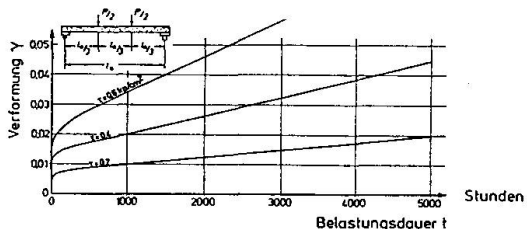
$$K = \frac{\pi^2 E_1 \cdot F_1 \cdot E_2 \cdot F_2}{L^2 \cdot \frac{m}{n} \cdot G (E_1 \cdot F_1 + E_2 \cdot F_2)} ; \frac{m}{n} \cdot G \text{ Kernfedersteifigkeit}$$

z.B.: Spannung im oberen Deckblech

$$\sigma = \frac{M(x)}{B_w E_1} \cdot (\gamma \cdot e_1 + z_1)$$

Genauere Lösung mit FE- oder Differenzen-Methode

Abb.6: Theorie des elastischen Verbundes



Versuchskörper: ebene Sandwichbalken mit Stahldeckschichten
Kontinuierlich geschäumt, Mittleres Raumgewicht: ca. 50 kg/m³

Abb. 7: Kriechverhalten des PUR-Hartschaums unter Schubbeanspruchung

Bezeichnungen:

- S_L: Schnittgrößen aus äußeren Lasten (z.B. Schnee)
- γ_L: zugehöriger Sicherheitsbeiwert
- S_T: Schnittgrößen aus Zwängung infolge Temperatur
- γ_T: zugehöriger Sicherheitsbeiwert
- S_K: Langzeiteinfluß auf die Teilschnittgrößen
- γ_K: zugehöriger Sicherheitsbeiwert
- R_F: Widerstandsbeiwert, z.B. Trag- oder Knitterspannung

Gebrauchsfähigkeitsnachweis

$$\gamma \cdot (S_L + S_T + S_K) \leq R_F$$

$$\gamma = 1,1$$

Tragsicherheitsnachweis

Wandelemente	$\gamma_L = 1,85 \text{ stat. bestimmt}$ $\gamma_L = 2,0 \text{ stat. unbestimmt}$
$\gamma_L \cdot S_L + \gamma_T \cdot S_T \leq R_F$	
Dachelemente	$\gamma_T = 1,3$ $\gamma_K = 1,15$
$\gamma_L \cdot S_L + \gamma_T \cdot S_T + \gamma_K \cdot S_K \leq R_F$	

Abb.8: Bemessung

Kernschicht berücksichtigt werden.

Es ist somit die Theorie des elastischen Verbundes (Abb.6) anzuwenden/2/. Da Polyurethan-Hartschäume hochpolymere Kunststoffe sind, die ihrem mechanischen Verhalten nach den viskoelastischen Werkstoffen zugeordnet werden, wird ihr Trag- und Verformungsverhalten durch eine ausgeprägte Zeitabhängigkeit bestimmt, d.h. sie kriechen (Abb. 7).

Da durchlaufende Sandwichbauteile vom System und profilierte zusätzlich innerlich statisch unbestimmte Tragwerke sind, erzeugen unterschiedliche Deckblechtemperaturen - außen z.B. bei Sonneneinstrahlung bis zu 80°C, innen durch die gute Wärmedämmung 20°C - zusätzliche Beanspruchungen, die bei der Bemessung zu berücksichtigen sind.

Die praktische Bemessung von Sandwichplatten wird unter Berücksichtigung der genannten Besonderheiten durchgeführt. Es sind sowohl der Gebrauchsfähigkeitsnachweis als auch die Tragsicherheitsnachweise zu führen (Abb.8)/1/.

In der BRD erfolgt die Bemessung auf der Grundlage von Zulassungen des Instituts für Bautechnik, Berlin. Für die praxisnahe Anwendung stehen typengeprüfte Stützweiten- oder Belastungstabellen zur Verfügung. Wesentlich ist aber, daß auch im Rahmen der "European Convention for Constructional Steelwork" (ECCS) seit mehreren Jahren europäische Empfehlungen für Sandwich-Bauteile vorbereitet werden. Diese Empfehlungen können dann Grundlage für gleichwertige Bemessung von Sandwichbauteilen im europäischen Bereich sein /3/.

3. SANDWICHBAUTEILE MIT MINERALWOLLKERN

Zu einem Leistungsbild für Bauteile gehört auch eine Abschätzung des Verhaltens im Katastrophenfall Brand. Hier kann man natürlich bei Sandwichbauteilen mit organischen Kernschichten (PUR) keine Wunder erwarten.

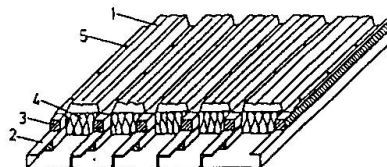
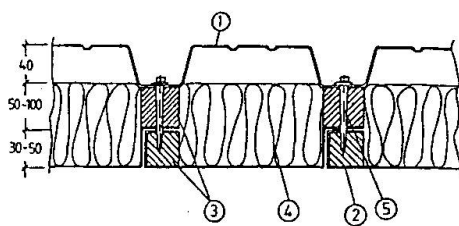
Dacheindeckungen aus nichtbrennbaren Materialien und Trapezblechen werden deshalb z.Zt. meist nur in doppelschaliger Ausbildung, d.h. Außen- und Innenschale aus Trapez- oder Stehfalzblech und lose eingelegter Isolierung aus Mineralwolle, eingesetzt.

Nichtbrennbare Wandbauteile werden in letzter Zeit auch als Sandwichbauteile mit Mineralwollkern bereits großtechnisch eingesetzt. Der relativ feste Kern, mit Fasern die senkrecht zu den Deckschichten verlaufen, ist schubsteif verklebt mit den Deckschichten, so daß ein ähnliches Tragverhalten besteht wie bei den PUR-Sandwichbauteilen.

Hierbei ist aber zu beachten, daß die Bauteile zwar als nicht brennbar eingestuft werden, aber keine Feuerwiderstandsklasse erreichen, da unter Brandbeanspruchung das tragende Blech frühzeitig versagt.

Bei den doppelschaligen Ausführungen kann eine Verbundtragwirkung nicht ausgenützt werden, da keine schubsteife Verbindung zwischen der oberen und unteren Deckschicht vorhanden ist, wie es z.B. bei den PUR-Sandwichbauteilen durch die selbstklebende Verbindung der Polyurethan-Hartschaum-Kernschicht mit den Deckschichten der Fall ist.

Dacheindeckungen, die neben dem Vorteil einer Verbundtragwirkung auch den Anforderungen des Wärmeschutzes und vorallem des Brandschutzes genügen, wurden im Rahmen einer Reihe von Forschungsvorhaben, die an der Technischen Hochschule Darmstadt durchgeführt wurden, untersucht /4/,/5/.



- ① Stahltrapezblech
- ② Stahlprofilblech (Siding)
- ③ Fasersilikatsteg
- ④ Steinwolle
- ⑤ Rostfreie, selbstfurchende Schrauben.

Als konstruktive Lösung wurde nach umfangreichen Parameterstudien Stahlblech-Stegverbundplatten konzipiert, bei denen ein Stegwinkel mit dem unteren Deckblech mit zwischenliegenden Dämmstreifen verschraubt ist. Der Stegwinkel ist dann wiederum mit dem oberen Deckblech schubfest verbunden. (Abb. 9)

Abb. 9: Stahlblech/Siding-Stegverbundplatte

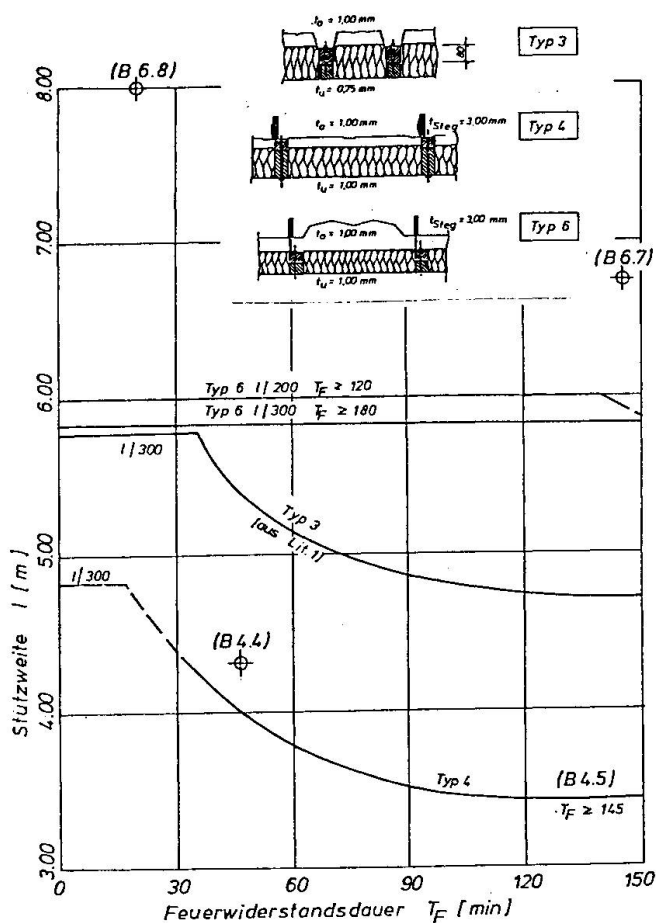


Abb.10: Bemessungsdiagramm für Dachverbundplatten, abhängig von der Feuerwiderstandsdauer (Einfeldplatten, $1,0 \text{ KN/m}^2$ Schneebel., $\max f = 1/300$)

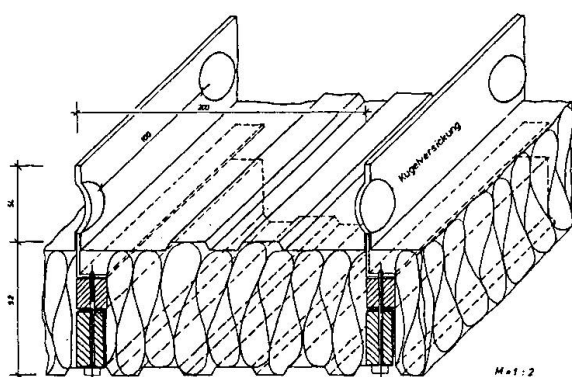


Abb.11: Dachverbundplatten mit Kugelversickung

Vor allem durch umfangreiche experimentelle Untersuchungen wurden Grundlagen für die Möglichkeit der gezielten Dimensionierung für die zu erwartenden äußeren Belastungen und die geforderten Feuerwiderstandsklassen geschaffen (Abb. 10).

Um eine absolut regenwasserdichte Ausführung zu gewährleisten wurden außerdem besondere schraubenlose Verbindungen (z.B. Kugel oder Wellenversickerung) der oberen Deckschicht mit den Stützstege konzipiert und durch eine Reihe von Versuchen nachgewiesen (Abb. 11).

Es kann davon ausgegangen werden, daß die im Sinne einer integrierten Bauweise geforderten Eigenschaften hinsichtlich des Tragverhaltens, der bauphysikalischen Eigenschaften und vor allem der Feuerwiderstandsfähigkeit mit solchen Verbundplatten weitgehend erreicht werden.

LITERATURVERZEICHNIS

- /1/ Jungbluth, O. (Berner, K.): Verbund- u. Sandwichtragwerke, Springer-Verlag, 1986
- /2/ Berner, K.: Stahl/PUR-Sandwichtragw. unter Temperatur- u. Brandbelastung, TH Darmstadt 1978
- /3/ ECCS, European Recommendations for Sandwich Panels, TC 7, WG 7.4
- /4/ Jungbluth, O. u. Berner, K.: Feuerwiderstandsfähige Dachverbundplatten, Werkstoff u. Technik 1989
- /5/ Jungbluth, O.: Feuerwiderstandsfähige Dachverbundplatten mit unbrennbarem Stützsteg u. Dämmstoffkern, BMFT-Forschungsvorhaben, 1984/1985

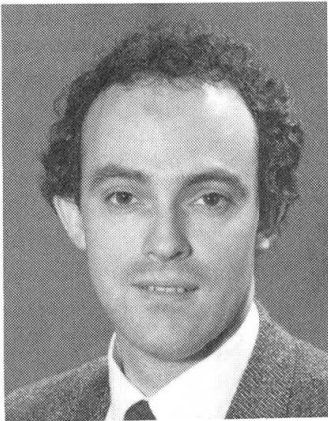
Behaviour of a Prestressed Brickwork Diaphragm Wall Bridge Abutment

Comportement d'un voile de culée de pont en maçonnerie précontrainte

Verhalten einer Brückenflügelmauer aus vorgespannten Mauerwerk

Stephen GARRITY

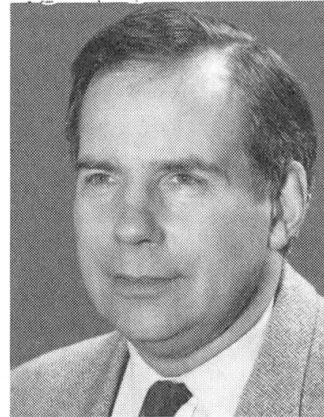
Senior Lecturer
Bolton Inst. of Higher Educ.
Bolton, Lancs, UK



Stephen Garrity, born in 1956, graduated from Nottingham University in 1977. For eight years he worked mainly as a bridge engineer with Sir Alexander Gibb and Partners and Greater Manchester Council. He has a particular interest in the properties and performance of concrete and masonry.

Thomas GARWOOD

Senior Lecturer
Bolton Inst. of Higher Educ.
Bolton, Lancs. UK



Thomas Garwood, born in 1940, graduated from Cambridge University in 1963. He then spent five years with John Laing Construction Limited and four years as a research student at Salford University before being appointed to his present position. He has written several papers on reinforced and prestressed brickwork.

SUMMARY

A prestressed brickwork diaphragm wall, which represented part of a full size bridge abutment, was constructed and tested in the laboratory. The test loading simulated both the earth pressure forces and the longitudinal load from the bridge deck. Under the service load condition, there was no cracking in the brickwork. At the final stage of the test, when the shear force and bending moment resisted by the abutment exceeded the service load values by more than 75%, there were no signs of impending failure.

RÉSUMÉ

Un voile précontraint en maçonnerie de brique, représentant une partie de culée de pont grandeur nature, a été construit et testé en laboratoire. La charge d'essai simulait à la fois les poussées de la terre et la charge longitudinale du tablier de pont. Aucune fissure n'est apparue dans le voile sous les surcharges de service. Dans la dernière phase de l'essai, alors que la culée était soumise à une force de cisaillement et à un moment fléchissant qui dépassaient les valeurs des surcharges de service de plus de 75%, aucun signe de rupture imminente n'a été constaté.

ZUSAMMENFASSUNG

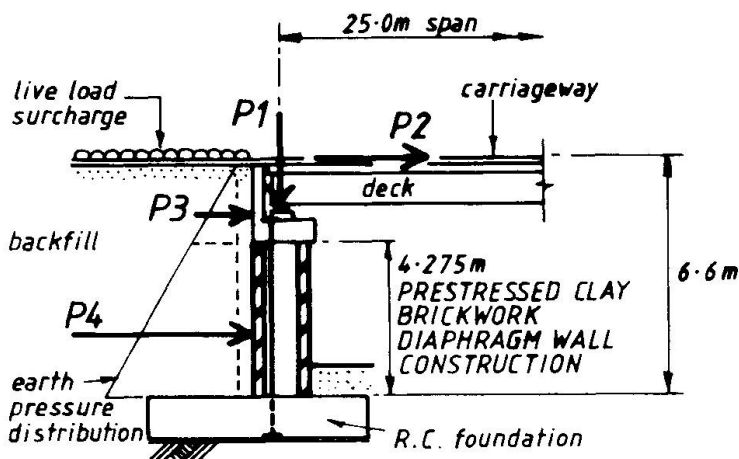
Eine vorgespannte Flügelmauer, Teil eines Brückenwiderlagers, wurde in voller Größe im Labor getestet. Es wurden sowohl die Bodendruckkräfte als auch die Vertikallast vom Brückendeck simuliert. Unter Betriebslastbedingung konnte in der Mauer keine Rißbildung festgestellt werden. In der Endstufe des Tests, als die Scherkraft und der Biegemoment, die Betriebslastwerte um mehr als 75% überschritten, gab es keine Anzeichen eines unmittelbar bevorstehenden Fehlverhaltens.



1. INTRODUCTION

Curtin et al [1,2,3] have shown that the prestressed masonry "diaphragm" or cellular wall is an efficient structural form which can be used economically to resist high shear forces and bending moments resulting from lateral loading. In view of the problems which have occurred with reinforced concrete bridges and other highway structures as a result of reinforcement corrosion, it is possible that prestressed brickwork diaphragm wall construction could be a cost-effective alternative to reinforced concrete for bridge abutments. Furthermore, prestressed brickwork is likely to have greater aesthetic appeal.

Although prestressed brickwork diaphragm walls have been used for bridge abutment construction [4], no full-scale structures of this type have been tested. This paper describes a test carried out on a full-scale prestressed clay brickwork bridge abutment built in the laboratory. The headroom available limited the height of brickwork to 4.275m. This would be the height of brickwork, from the top of foundation to the capping beam soffit, in an abutment of 6.6m overall height as shown in Figure 1a.



Assumed design parameters

drained backfill;

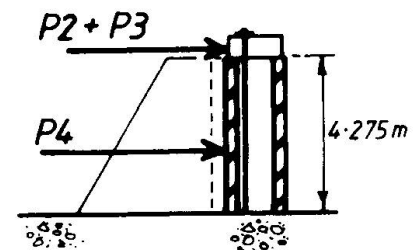
$$K_{active} = 0.33;$$

$$K_{at\ rest} = 0.6;$$

$$\gamma_{unsat} = 18\text{ kN/m}^3;$$

abutment width = 13.715m

carriageway width = 7.3m



Design/test loads

P_1 = vertical reaction from deck due to self weight, superimposed dead and live loads

P_2 = longitudinal load

P_3 = earth pressure force above brickwork

P_4 = " " " " on " "

Fig. 1a Abutment detail showing design loads

Fig. 1b Loads simulated in test

2. TESTING

2.1 Construction details

Details of the test arrangement are shown in Figure 2. Engineering bricks having an average crushing strength of 103 N/mm² and 5.8% water absorption were used

with a 1:¼:3 (cement:lime:sand) volume batched mortar. The prestressing force was provided by 6 No. 40mm diameter Macalloy bars at an eccentricity of 250mm. The prestressing force in each bar was 910kN; the prestress in the brickwork was 1.02 N/mm² and 3.74 N/mm² in the front and back flanges respectively. The total loss of prestress, in the 5 month period between prestressing and testing, was estimated to be approximately 5%. The test abutment construction and losses of prestress are described in greater detail elsewhere [5].

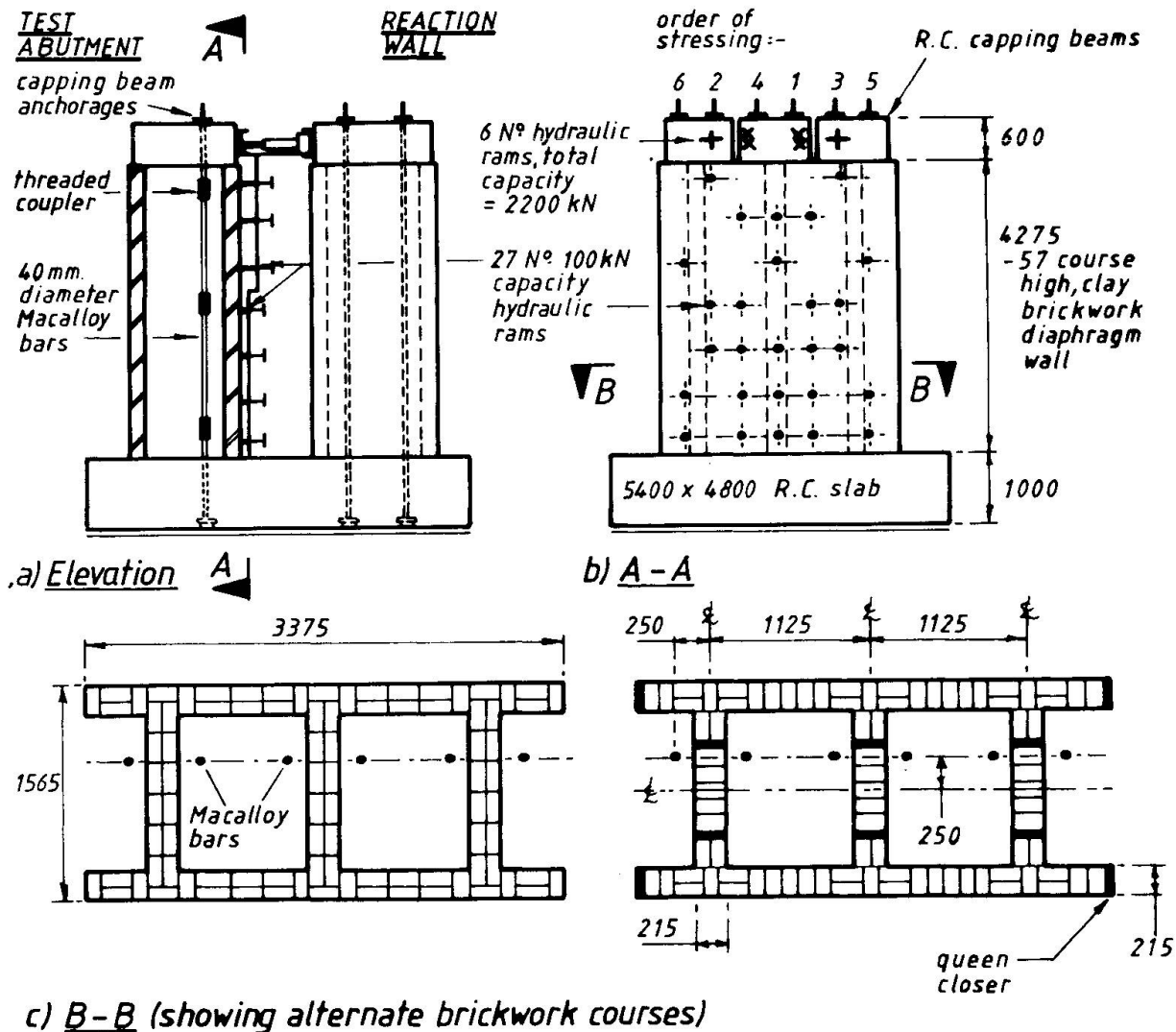


Fig. 2 Details of test arrangement (All dimensions are in millimetres)

2.2 Test loading

Most bridge abutments are designed to withstand the combination of forces shown in Figure 1a. However, force P1 was not simulated in the test as it would have a small beneficial effect. Forces P2 and P3 were combined and applied using six large capacity hydraulic rams. Twenty seven smaller rams, each with a load capacity of 100kN and connected to a single electrically controlled pump, were used to provide force P4. These rams were arranged in seven levels, as shown in Figure 2, to produce the trapezoidal distribution of earth pressure loading that would be applied to the full 6.6m height of the abutment.



Table 1 gives the loads that were applied by the hydraulic rams at certain stages of the test. From load stages 1 to 8, the earth pressure forces were increased by equal amounts with no longitudinal load applied. At load stage 8, the total earth pressure load was 1015kN; this was approximately twice the lateral earth force on the abutment shown in Figure 1, calculated on the basis of active earth pressure and assuming a soil density of 18kN/m³, an earth pressure coefficient of 0.33 and a surcharge of 10kN/m². From load stages 9 to 18, the simulated earth force was kept approximately constant and the longitudinal load was increased in increments of 75kN.

Load stage	Total earth pressure load [P3 + P4] (kN)	Longitudinal load [P2] (kN)	Shear force (kN)	Bending moment (kNm)
1	139	0	139	309
4	501	0	501	1139
8	1015	0	1015	2314
9	1027	75	1102	2648
10	966	150	1146	2886
11	985	225	1210	3200
12	997	300	1297	3647
15	1056	525	1581	4791
18	1075	750	1825	5924

Note: Decompression bending moment = 3665kNm

Table 1 Details of significant load stages

3. OBSERVATIONS DURING TESTING

At load stage 11, small vertical cracks appeared in the webs at the foot of the abutment. This cracking was probably caused by the hogging curvature of the base which produced large horizontal tensile strains in the top surface of the concrete; these strains were transmitted through the bottom bed joint to the brickwork. The cracks did not develop significantly with increased loading. At the next load stage, cracks became visible in the concrete base, the position of some of the cracks coinciding with the aforementioned vertical cracks in the brickwork webs. At load stage 15, horizontal cracking developed in the bottom bed joint of the rear flange of the abutment. Decompression had occurred, i.e. the prestress had been annulled, and furthermore, the flexural strength of the brickwork had been reached. At the final load stage, the horizontal crack at the foot of the rear flange had opened to a width of approximately 5mm. Additionally, the crack had propagated along the web bed joint to within approximately 550mm of the front face of the abutment. The abutment was, in effect, rotating bodily about the foot of the front flange. However, at this stage there was no indication that either shear or flexural failure was imminent.

It is interesting to note that there was some diagonal cracking in the base resulting from the vertical shearing action caused by the downward line load from the front flange and the upward forces from the prestressing bars.

On removal of the load, the abutment returned to its original position and all the cracks closed up. The development of cracks in the brickwork abutment and reinforced concrete base is summarised in Figure 3.

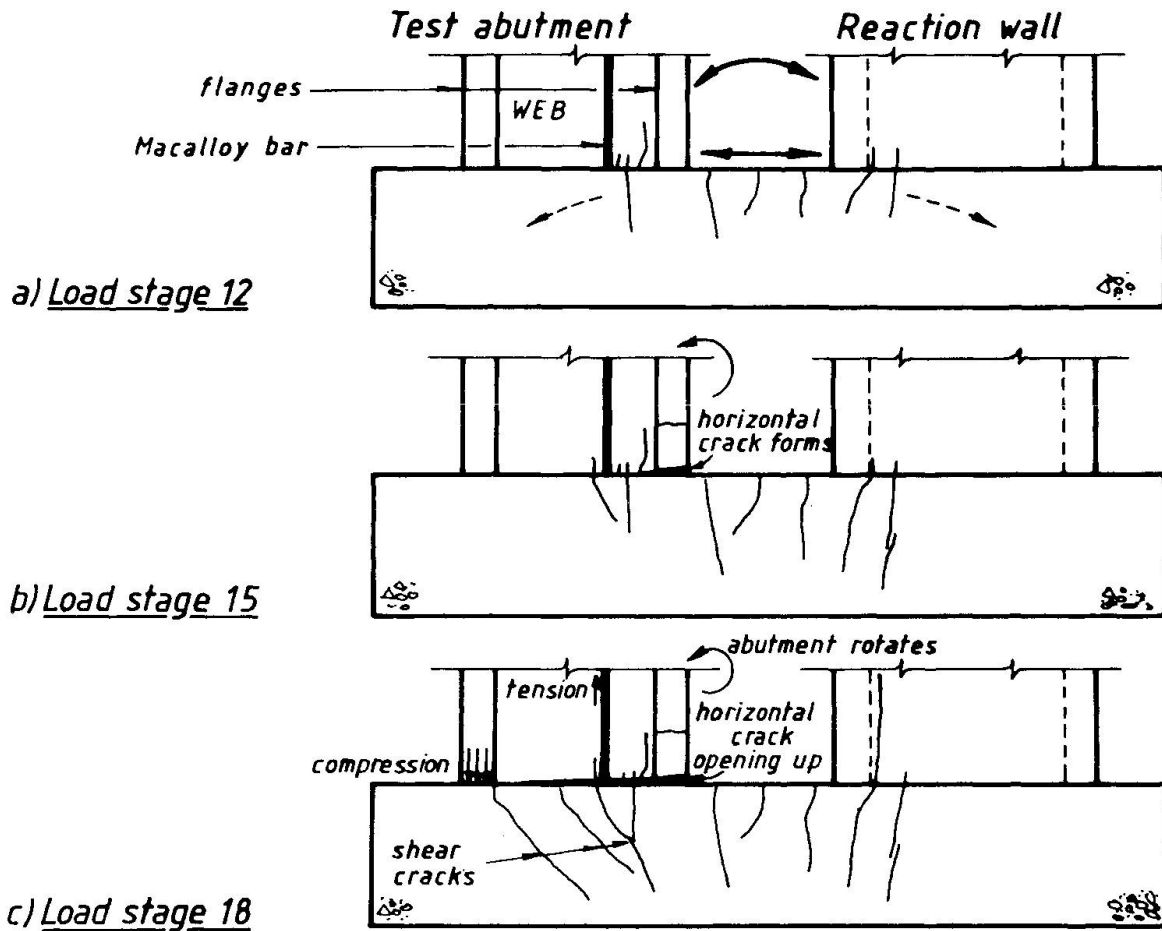


Fig. 3 Development of cracks during testing

4. ASSESSMENT OF STRUCTURAL PERFORMANCE

4.1 Design service condition

Using the recommendations of BS 5400 [6] for the bridge shown in Figure 1a, the total longitudinal load applied over a single notional carriageway width is 408kN. Assuming that this force is uniformly distributed over the full width of the abutment, the longitudinal load appropriate for the 3.375m wide test section would be 100kN. Related to an abutment of 6.6m total height, this would produce a bending moment of 660kNm at foundation level.

Taking the at-rest pressure coefficient to be 0.6, the total earth pressure force acting on the test abutment, caused by drained backfill of weight 18kN/m³ and a surcharge of 10kN/m², would be 928kN. The corresponding bending moment is 2188kNm.

Combining the effects of the longitudinal load and the earth pressure forces means that, under service conditions, the test abutment would be subjected to a maximum shear force of 1028kN and a maximum bending moment of 2848kNm. As can be seen from Table 1, these values are very close to the shear force and bending moment resisted by the test abutment at load stage 10, when no cracking had occurred. However, although minor cracking was noted at load stage 11, it was not until after load stage 14, when the shear force and bending moment were 1504kN and 4437kNm respectively, that horizontal flexural cracks were observed.



4.2 Design ultimate condition

Using an effective partial safety factor of 1.375 for the longitudinal load and 1.65 for the earth pressure forces, the design ultimate shear force for the abutment would be 1669kN and the design ultimate bending moment would be 4518kNm. However, in the test, the abutment resisted a shear force of 1825kN and a bending moment of 5924kNm without failure occurring. Hence, although the actual strength of the abutment was not determined experimentally, it has been demonstrated that the abutment was strong enough to resist the design ultimate shear force and bending moment.

5. CONCLUSIONS

- Over the five month period between prestressing and testing, the loss of prestress in the abutment was approximately 5%.
- Under simulated BS5400 design service loading, there was no cracking in the brickwork.
- The abutment was able to resist bending moments and shear forces greater than those produced by the BS5400 design ultimate loads and there was no indication that either shear or flexural failure was imminent.

6. ACKNOWLEDGEMENTS

The authors would like to thank the following:- Armitage Brick Limited for providing the bricks for the project; McCalls Special Products, for providing the Macalloy bars and prestressing accessories and Tilcon Limited for providing the premixed lime and sand for the mortar. Funding for the project was provided mainly from research grants awarded by the former National Advisory Body for Public Sector Higher Education.

7. REFERENCES

1. CURTIN, W.G. and PHIPPS, M.E., Prestressed Masonry Diaphragm Walls. Proc. Sixth International Brick/Block Masonry Conference, Ed. Laterconsult s.v.l. Rome, ANDIL, pp. 971-980, 1982.
2. CURTIN, W.G., SHAW, G., BECK, J.K. and BRAY, W., Post-Tensioned Brickwork. *ibid*, pp. 961-970.
3. CURTIN, W.G., SHAW, G., BECK, J.K. and POPE, L.S., Post-tensioned, free cantilever diaphragm wall project. Proc. I.C.E. Conf., Reinforced and Prestressed Masonry, Thomas Telford Limited, London, 1982, pp. 79-88.
4. BELL, S.E., Development of Prestressed Clay Brickwork in the United Kingdom. Proc. Fifth Can. Mas. Symp., Vancouver, Canada, 1989, pp. 155-163.
5. GARRITY, S.W. and GARWOOD, T.G., The construction and testing of a full-scale prestressed clay brickwork diaphragm wall bridge abutment. Proc. 2nd International Masonry Conf. (to be published), London, 1989.
6. BRITISH STANDARDS INSTITUTION, Steel, Concrete and Composite Bridges. BS 5400: 1978.

Post-Tensioned Masonry

Maçonnerie précontrainte

Vorgespanntes Mauerwerk

Hans Rudolf GANZ

Dr.Sc.Techn.
VSL International Ltd.
Berne, Switzerland



Hans Rudolf Ganz, born 1955, received his Civil Engineering diploma and doctorate at the Swiss Federal Institute of Technology, Zurich. He was involved in masonry research and in particular in the behaviour of shear walls. Now, he works as a project engineer in the design of post-tensioned structures.

SUMMARY

Masonry is an old construction material which combines excellent thermal and acoustic insulation properties with high durability and easy construction method. For lateral out-of-plane loading of the wall or shear and imposed deformations, unreinforced masonry shows, in general, an unfavourable behaviour regarding cracking and strength. Prestressing is an ideal method to improve the strength and in-service behaviour of masonry walls. This article describes a new post-tensioning system for masonry walls, presents some basic considerations for the design of post-tensioned masonry and illustrates a recent application.

RÉSUMÉ

La maçonnerie est un matériau de construction ancien, qui combine une excellente isolation thermique et acoustique avec une haute durabilité et une simple mise en place. Mais un mur en maçonnerie non renforcée se comporte de manière défavorable lorsqu'il est soumis à des charges latérales, à un effort tranchant ou à des déformations imposées. La précontrainte permet d'une manière simple et efficace d'améliorer sa charge admissible et son comportement à la fissuration. L'article décrit un nouveau système de précontrainte destiné à la maçonnerie et ses conditions d'emploi, présente quelques considérations au niveau du dimensionnement et une application récente fort réussie.

ZUSAMMENFASSUNG

Mauerwerk ist ein Baustoff, der gute thermische und akustische Eigenschaften mit grosser Dauerhaftigkeit und einfacher Baumethode kombiniert. Unter Belastungen quer zur Wand oder Schub und aufgezwungenen Verformungen zeigt unbewehrtes Mauerwerk jedoch ein relativ ungünstiges Verhalten bezüglich Rissen und Tragfähigkeit. Vorspannung ist ein ideales Verfahren, die Tragfähigkeit und das Rissverhalten von Mauerwerkswänden zu verbessern. Der Artikel stellt ein neues System zur Vorspannung von Mauerwerk vor, beschreibt seine Anwendung, gibt Hinweise zur Bemessung und zeigt eine erfolgreiche Anwendung des Systems in der Praxis.



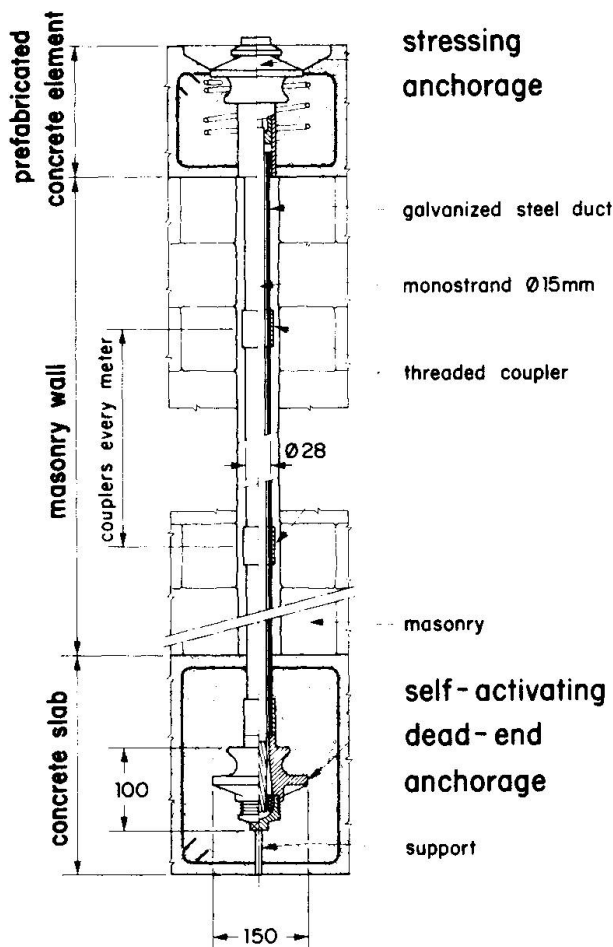
1. INTRODUCTION

Masonry has a relatively high compressive strength but only a low tensile strength. Therefore, masonry has been used so far primarily as an unreinforced construction material in buildings for vertical members subjected essentially to gravity loads. Apart from this principal action, however, lateral and shear loads from wind, earth pressure and earthquake as well as imposed deformations caused by rotations of floor slabs or volume changes of horizontal members may be applied to masonry walls. In many cases the gravity load is not large enough to provide the required strength and therefore, some standards allow to consider the tensile strength of masonry, [1, 2, 3]. Such a design procedure is rather unusual compared with the practice in reinforced and prestressed concrete and will fail for small axial loads and/or larger spans of the walls. Vertical post-tensioning of masonry walls is a simple and effective engineering solution to overcome the above disadvantages and improve strength, in-service behaviour and durability of masonry constructions.

Unreinforced masonry constructions can transfer loads only in compression. Thus, such structures require a direct load path from the point of load application into the foundation. On the other hand, alternative load paths may be developed in reinforced and prestressed structures by strut-and-tie action. Such alternative load paths are particularly desirable to avoid progressive collapse of parts of structures or entire structure.

2. NEW POST-TENSIONING SYSTEM FOR MASONRY

2.1 Tendon



A new post-tensioning system for masonry walls has recently been introduced in Switzerland, [4, 5]. For an optimum corrosion protection by grease and polyethylene sheathing as well as for constructibility an unbonded monostrand system has been used. A typical tendon for post-tensioned masonry is illustrated in Fig. 1.

At the lower end of the tendon a self-activating dead-end anchorage is placed in a cast-in-situ concrete element. The stressing anchorage is located at the upper end of the tendon. It may be placed either in a prefabricated concrete block laid on top of the masonry wall or in a cast-in-situ concrete element. Both anchorages are filled with a special grease for corrosion protection of the prestressing steel. Low relaxation 7-wire strands of diameter 15 mm (0.6") with a guaranteed ultimate strength of 258 kN are used. The strands with a double corrosion protection consisting of grease and polyethylene sheathing are placed in a galvanized steel duct. The duct is prepared in segments of 1 m length.

Fig. 1 : Tendon for post-tensioned masonry.

2.2 Masonry

For post-tensioned masonry the use of moderate to high strength bricks and cement mortar resulting in masonry compressive strengths of at least 8 N/mm² is recommended. The layout of the tendons in a masonry wall depends on the coring pattern of the bricks. For walls laid in a running bond the tendons can be placed in relatively large cores, say 50 mm diameter, along the center of the wall only.

2.3 Construction

First step in the construction of a post-tensioned masonry wall is the placement of the dead-end anchorages in the formwork of an in-situ concrete member. After the concrete has been poured wall construction can commence. Duct segments may be threaded to the anchorage or previously placed segments according to the progress of wall construction to allow an easy brick laying. When the final wall height is reached, the last duct segment is cut to the required length and the prefabricated concrete element with the stressing anchorage is placed on top of the wall. After the masonry has reached an adequate strength, typically after a minimum of seven days, the wall may be prestressed. Only now the monostrands are fed through the stressing anchorage and duct into the self-activating dead-end anchorage and can be stressed to a maximum of 75 % of their ultimate strength.

3. DESIGN CONSIDERATIONS

The influence of the prestressing force on the strength of masonry walls can easily be illustrated by interaction diagrams if the prestressing force, P , is considered similarly to an externally applied axial force, N .

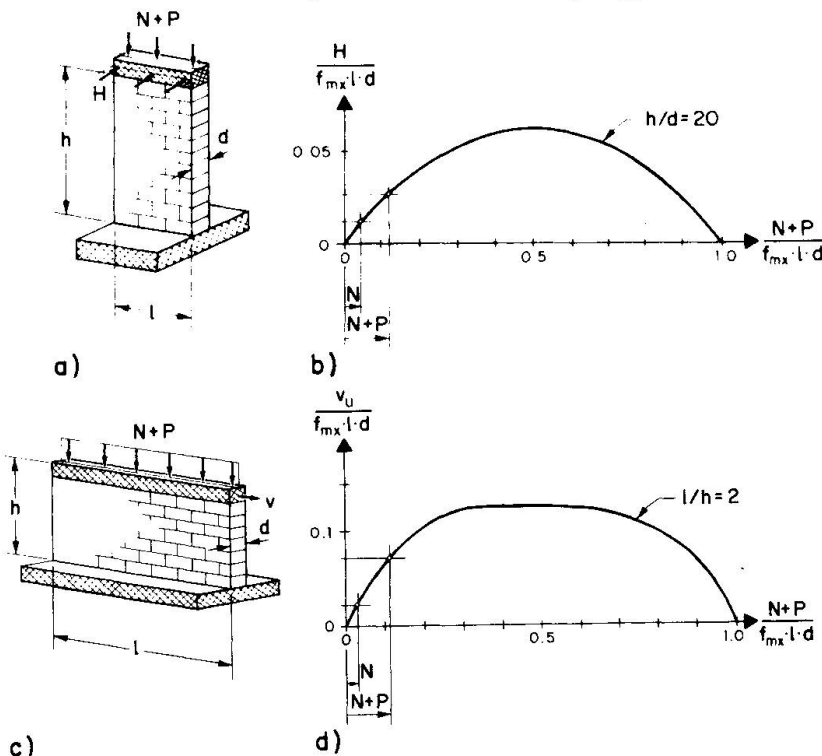


Fig. 2 : Influence of prestressing on the strength of masonry walls:

- a) Laterally loaded wall
- b) Interaction diagram for laterally loaded wall
- c) Shear wall
- d) Interaction diagram for shear wall



Fig. 2 shows the increase in strength due to prestress of a cantilever wall loaded by out-of-plane lateral load and a shear wall, respectively. The interaction diagrams are presented in a non-dimensional form with f_{mx} = uniaxial compressive strength of masonry for loadings perpendicular to the bed joints. Second order effects due to wall deformations have not been considered.

Paying due attention to the anisotropic material properties of masonry, post-tensioned masonry walls can be designed similarly to post-tensioned concrete. The design for ultimate and for serviceability requirements will determine the minimum amount of prestress or for a given tendon force the maximum tendon spacing. Detailing requirements may provide further limitations to the tendon spacing.

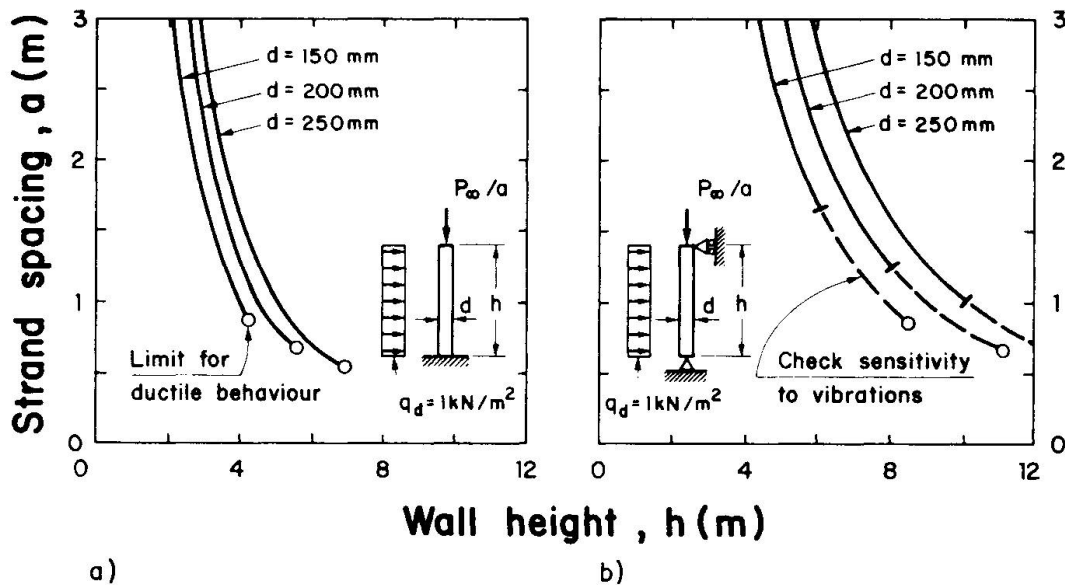


Fig. 3 : Diagrams for the preliminary design of laterally loaded walls:

- Cantilever
- Simply supported wall ends

Fig. 3 shows graphs for the preliminary design of non-load bearing walls, $N = 0$, under out-of-plane lateral loading. The graphs have been developed based on the new Swiss Standard SIA 177/2, [6], for a design lateral load of $q_d = 1 \text{ kN/m}^2$, an effective tendon force of $P_\infty = 160 \text{ kN}$ and a masonry strength of 8 N/mm^2 . The graphs give the maximum tendon spacing, a , for various wall systems, wall heights and wall thicknesses. As Fig. 3 shows, tendon spacing are typically in the order of 1 to 2 m for design loads of 1 kN/m^2 . The tendon spacing is proportional to the factor P_∞/q_d and therefore, different tendon forces and design loads can easily be considered.

Strut-and-tie models may be used to investigate the increase of shear strength of masonry walls due to prestressing, [7].

In Fig. 4 a prestressed wall loaded by axial force, shear and bending is considered. In a non-prestressed wall a single diagonal compression strut will develop under the eccentric axial force which can carry a shear force of $V_d = N_d \times \tan \alpha$. In a prestressed wall additional diagonal struts can develop beneath the tendon anchorage and thus, increase its shear strength.

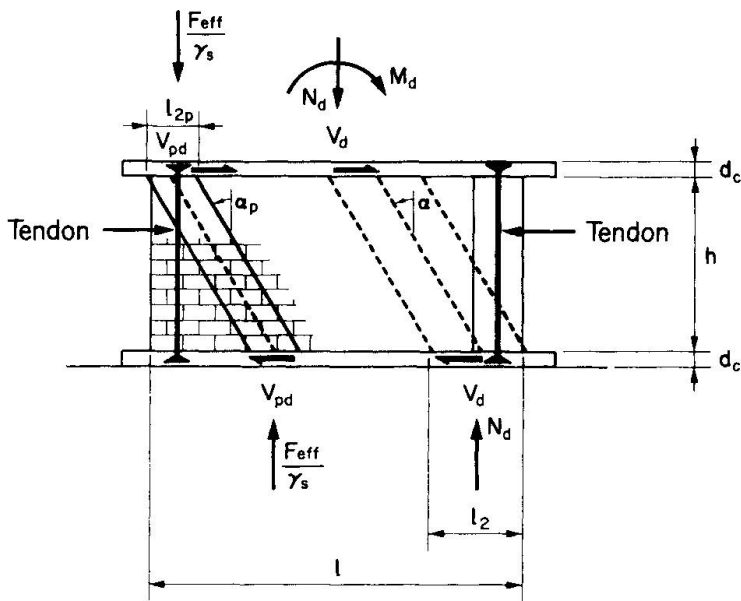


Fig. 4 : Design of prestressed masonry shear wall.

A brittle behaviour of masonry walls is undesirable and may be avoided by a proper limitation of the maximum amount of prestressing. In [6] walls with axial design forces not exceeding 25 % of their axial design capacity are considered to behave ductile. This limitation has been introduced in Fig. 3 to determine the minimum tendon spacing which is in the order of 0.9 and 0.5 m for 150 mm and 250 mm thick walls, respectively. For very slender walls, say $h/d > 40$, sensitivity to vibrations should be checked.

Squat walls with low normal forces and imposed deformations are particularly susceptible to large crack widths. Prestressing offers two major advantages regarding cracking. First, crack initiation is delayed due to the prestressing force. Second, the imposed deformation will be distributed to several joints rather than being localized at a single joint. Thus, smaller average crack widths will be obtained in a prestressed wall compared with a non-prestressed wall for an identical imposed deformation. This fact is illustrated in Fig. 5 for a wall with imposed end rotation.

Wall cross section

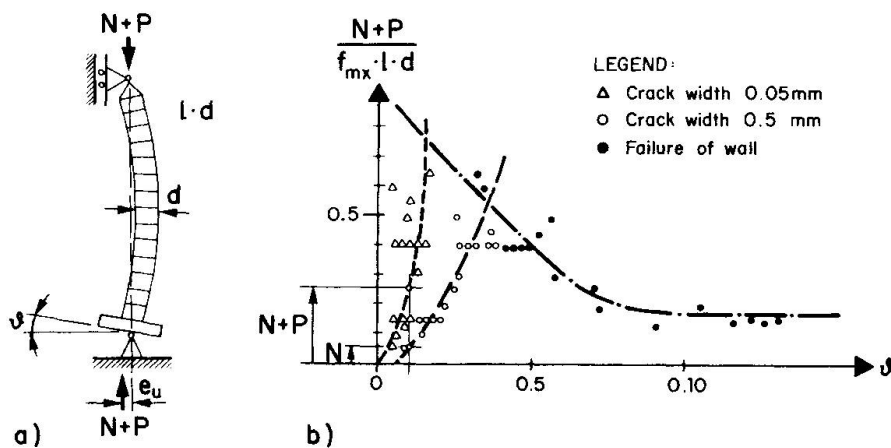


Fig. 5 : Influence of prestressing on crack width in masonry walls:

- Test set-up
- Test results, [8]



4. APPLICATIONS

The new system for post-tensioned masonry has been used in two recent applications, [4], one of them is described in the following. It is a fire-proof wall in a factory near Zurich. The wall consists of a single leaf of calcium-silicate bricks, 250 mm thick, Fig. 6.

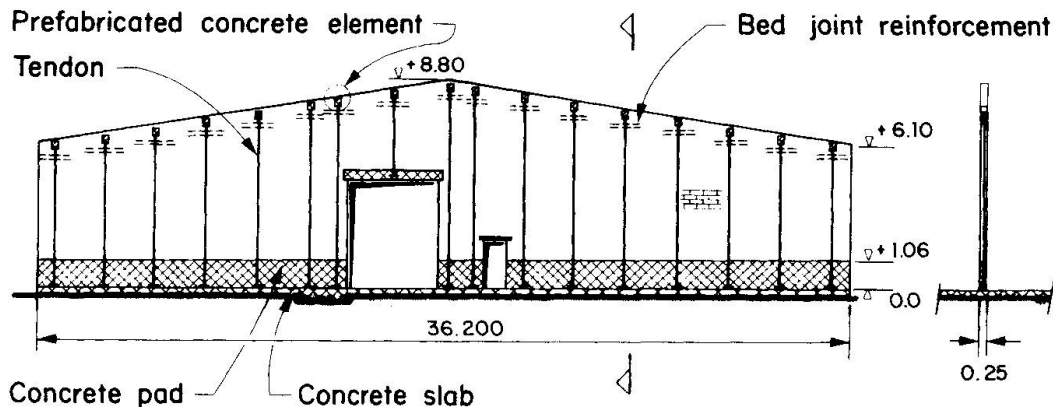


Fig. 6 : Post-tensioned masonry wall in factory.

The wall is 36.2 m long and up to 8.8 m high. The dead-end anchorages of the tendons were cast into a 1 m high in-situ concrete pad beneath the masonry wall which is anchored into an existing concrete floor slab. The masonry wall was prestressed by 17 tendons at an average spacing of approximately 2.0 m. The stressing anchorages were placed in prefabricated concrete cubes, 250 mm long, on top of the wall. Because the wall could not be connected to the roof it was designed to withstand lateral wind load in case of fire as a cantilever.

Post-tensioning offers a new potential to innovative engineers for the revival of masonry as a structural material. Plenty of types of applications such as in residential, hotel and office buildings, for infilled frames in industrial building, are feasible for in-place constructions as well as for pre-fabrication.

REFERENCES

- [1] SIA 177 (1980), "Mauerwerk", Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein (SIA), Zürich, 1980, 64 pp.
- [2] DIN 1053, Teil 1, "Mauerwerk", Normausschuss Bauwesen (NA Bau), Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 1987, 30 pp.
- [3] Eurocode Nr. 6, "Gemeinsame einheitliche Regeln für Mauerwerksbauten", Amt für amtliche Veröffentlichungen der Europäischen Gemeinschaften, Serie "Industrielle Verfahren - Hoch- und Tiefbau", Bericht EUR 9888 DE, Luxemburg, 1988, 148 pp.
- [4] Ganz H.R., "Vorgespanntes Mauerwerk", Schweizer Ingenieur und Architekt, Zürich, Publikation vorgesehen für Nr. 8/1990, 6 pp.
- [5] "PREMUR", Pamphlet, Zürcher Ziegeleien, Zürich, und VSL International AG, Lyssach, 1989, 8 pp.
- [6] SIA V 177/2 (1989), "Bemessung von Mauerwerkswänden", Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein (SIA), Zürich, 1989, 33 pp.
- [7] "Towards Post-Tensioned Masonry, VSL International AG, Bern, in preparation.
- [8] Furler R., Thürlimann B., "Strength of Brick Walls under Enforced End Rotation", Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 89, April 1979, Birkhäuser Verlag, Basel und Stuttgart, 13 pp.

Mixed Systems in Reinforcement of Old Structures

Systèmes mixtes pour le renforcement de structures anciennes

Verbundbauweise zur Verstärkung von Altbauten

Mauricio PIAZZA

Researcher
Ist. Scienza e Tecnica
Padua, Italy



Maurizio Piazza, born 1963, engineer, is researcher at University of Padua (Istituto Scienza e Tecnica della Costruzioni). He carried out researches on steel structures, structural applications for the static restoration of old structures, numeric analysis techniques in the structural field. He's a member of RILEM TC.112 "Creep in timber structures".

SUMMARY

The results of a research program oriented towards finding some static restoration techniques for old woden horizontal structures are reported here. The proposed reinforcement technique consists of building a "composite timber-timber structure", i.e. basically, in causing a static interaction between some "wooden slabs" (made of wooden boards) and the existing timber beams. The static interaction among the different components of the structures takes place thanks to special connectors, i.e. steel pins glued into the wood by means of epoxy resin.

RÉSUMÉ

On rapporte ici les premiers résultats d'un programme de recherche pour la détermination de techniques de renforcement de structures horizontales en bois de vieux bâtiments. Cette technique vise à réaliser une structure mixte bois-bois et consiste à faire collaborer statiquement une nouvelle dalle en bois (composée de planches en bois) avec les poutres en bois existantes. L'interaction statique des diverses parties composant la structure se fait au moyen de dispositifs spéciaux (connecteurs en acier) généralement collés au moyen de résine époxyde.

ZUSAMMENFASSUNG

Umrisen werden die ersten Ergebnisse eines Forschungsprogramms, dessen Ziel es ist, Techniken zur statischen Wiederherstellung horizontaler Holzstrukturen bei Altbauten zu entwickeln. Diese Techniken fördern den Einsatz einer gemischten Holzstruktur und dienen dem statischen Zusammenwirken einer neuartigen, aus Holzbrettern bestehenden Holzstruktur mit den vorhandenen Holzträgern. Das statische Zusammenwirken der verschiedenen Strukturteile wird durch besondere Verbindungsglieder ermöglicht, die in der Regel mittels Epoxydharz aufgeklebt werden.



1. PRELIMINARY REMARKS

Among the various techniques for the static reinforcement, the execution of *composed structures* is proposed as an effective restoration to make up for various origin static deficiencies (such as material decay or poor resistance and stiffness of elements) or to adapt the existing structural characteristics to new functional needs. Among the bent composed structures, the "deformable connection composed beam" typology has a remarkable importance.

This is a model structure composed of a series of in-plane beams with parallel axes (arranged in the same plane), joined with connectors which are presumed to have a general k stiffness as regards relative Δf displacements of the points connected in the direction parallel to the axes, and presumed to be indeformable as regards relative displacements orthogonal to the former. The classical composite two-layer beam structures may be recognized as conforming to this structural model.

In correspondance with the extreme values of the k parameter variability field, it is possible to recognize straight away the well known "limit cases" of composed beam behaviour; "beams in parallel" (that is having the same curvature in correspondance with axis points initially having the same abscissa) for k null values, composed beams "keeping their plane global cross section" for k high values ($k \rightarrow \infty$).

To the last limit case normally refer the structural mathematical models in the analysis of the usual steel-concrete composite beams. The results obtained sufficiently adhere to the real behaviour of the composite beam.

2. CHOICE OF A COMPOSITE REINFORCEMENT STRUCTURE

To design correctly a composite structure subjected to a bending moment it is above all necessary to choice carefully the composite structure to adopt. It will be absolutely necessary to examine accurately the existing "wooden" material, to define first of all its "average" resistance and stiffness characteristics. It will be then necessary to have a perfect knowledge of the connection system behaviour, not only in the elastic field, but also in next-to-collapse fields or as a consequence of time-depending phenomena. The behaviour "elementary laws" for the connections mentioned in Paragraph 3 can be obtained through some Push-out tests (Fig.1).

It is also evident that a correct restoration technique will obtain the desired result if the existing wooden elements maintain their own essential static function. Composite structures permitting a combination of the (existing) wooden element with other materials are thus particularly interesting for us.

Wood-wood composite structures were currently employed in old buildings to make, for example, very long beams having a large transversal section (Fig. 2). It is nevertheless to be remarked that the "connections" used had a poor static efficiency (i.e. a poor stiffness), since they were obtained through a pretensioning orthogonal to the main wood fibres. It is known that such pretensioning loses its efficacy very soon.

The connection efficiency problem will be solved by adopting steel connectors glued in holes made in the wood. The main function of these connectors is to resist against shear forces. In Fig. 3 are shown some examples of modern composite wooden beams. In diagrams A and B (push-out tests) are indicated the behavioural differences between a "shear" connection carried out with non-glued connectors (A) and a glued connection (B). The advantages obtained thanks to the glue are evident.

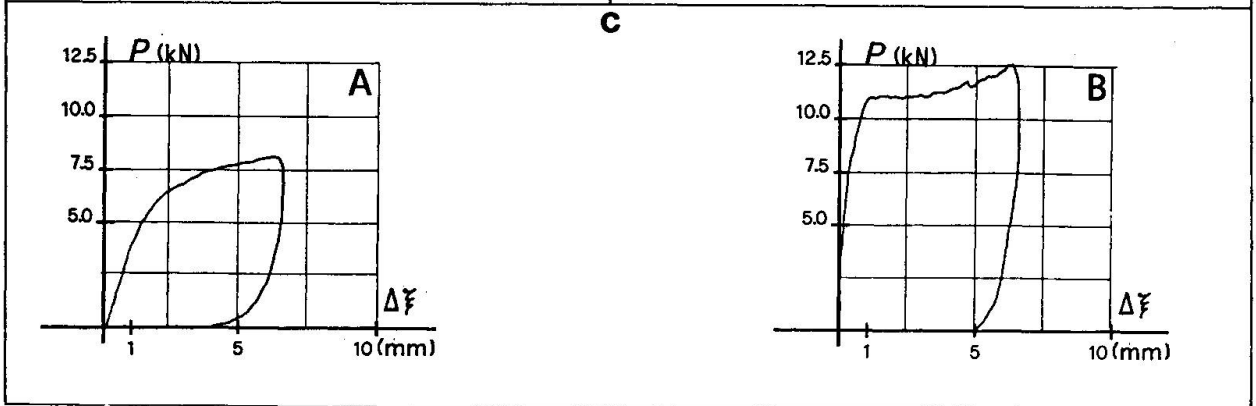
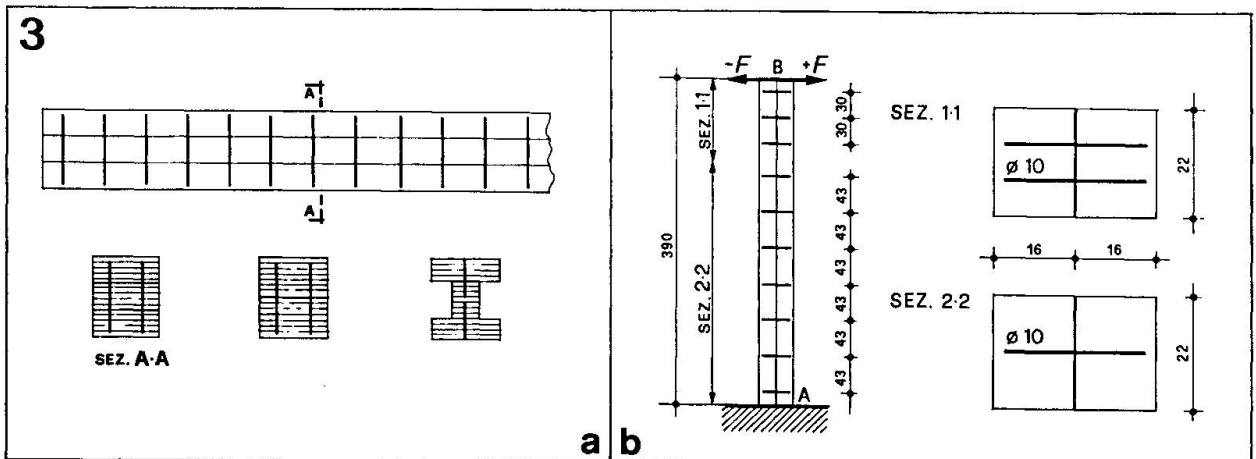
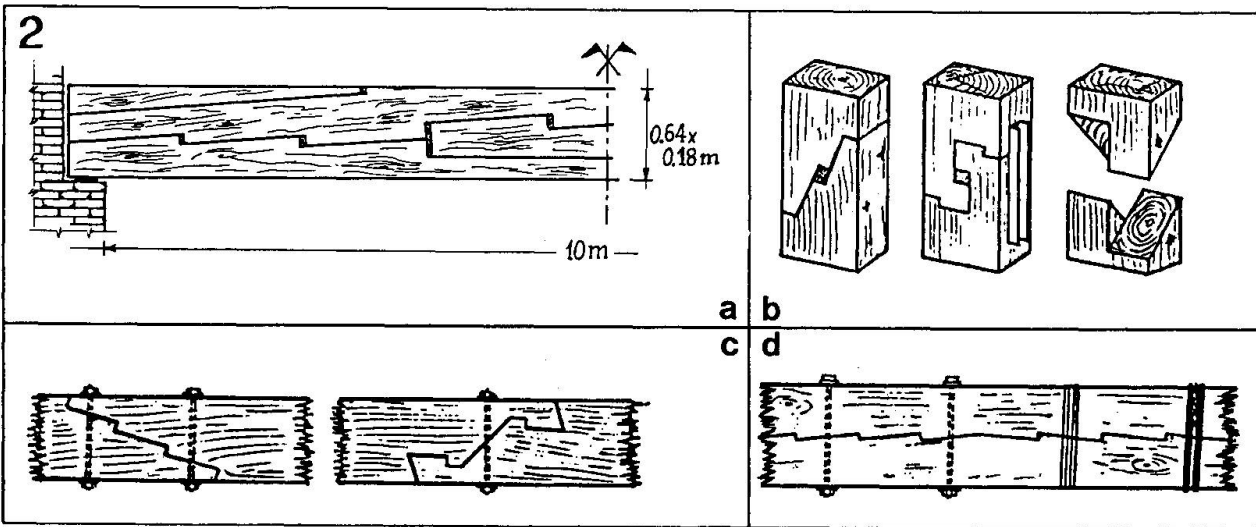
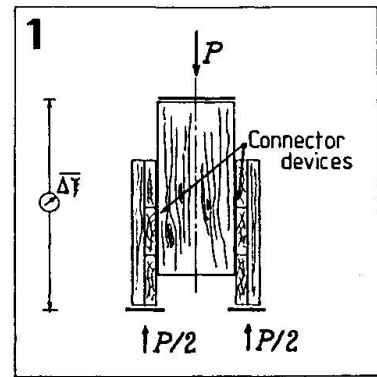
3. CHARACTERISTICS OF THE PROPOSED COMPOSITE STRUCTURE

The connection system explained below can be easily used for wood-wood composite

Fig.1 - Push-out test for the proposed connection system.

Fig.2 - Old composed wood structures.

Fig.3 - Drawings of modern composed wood beams.





structures. Such system uses the existing wooden beams making a wooden slab (made up of a double frame nailed boarding) cooperate with them by means of connectors glued in some holes made in both the beam and the boarding (Fig.4). These connectors are entirely threaded steel bars, the nut of which is screwed on a washer placed on the upper side of the boarding. The longitudinal distance between the connectors and their diameter shall evidently be chosen depending on the load (shear force) to be transmitted between the two elements of the composite structure and on the "efficiency degree" (i.e. stiffness in the elastic field) requested to the connection.

The diameter of the hole made in the wood to permit the insertion of the connector is slightly larger (3÷5 mm) than the connector's rated diameter. It should be kept in mind that the larger the hole the higher the glue consumption and the greater the connection deformability. On the contrary, when the hole's diameter is nearly the same as the connector's diameter, the glue might not wet completely the connector.

This glue, mainly constituted by epoxy resin, has been created thanks to a wide research program, and is a structural synthetic adhesive, to be employed at room temperature. It is a two-components adhesive, containing some inorganic inert matters, but no solvents, diluents, or softeners. After curing, this glue turns into a solid matter having the following characteristics: a high adhesive capacity, a very low shrinkage, a very low creeping, a very good behaviour towards static and dynamic stress, along with a very high resistance to chemical agents (see [1]).

The upper slab can be either composed of wooden boards or multilayer panels. In the following paragraph we are going to show the static characteristics of either systems.

4. LABORATORY TESTS

A wide program of push-out physical tests is being carried out in the Laboratory of Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni (University of Padua, Italy). These samples represent homogeneously the full range of parameters which can be adopted in the connection system, as follows:

- steel bar diameter: $\phi = 10,12,14,16$ mm;
- boarding thickness: $s = 45,60,75,95$ mm;
- type of slab: boards, plywood, multilayer panels, and several types of wood.

Some push-out tests on the first group of 96 samples are now being carried out.

This research program has the end to supply a synthetical definition of the following mechanical parameters, which characterize the connection system: *initial stiffness*, *limit load* (as a load beyond which we have value $\Delta\delta$ displacements over 1 mm), *ultimate load* and *displacement* (collapse situation).

As an example we show two typical push-out behavioural diagrams (the loads shown in the diagrams refer to one steel connector). The proposed connection system show the following characteristics: a very good behaviour in the elastic field, very high ductility values and a remarkably high reserve factor. Figure 5a shows the behaviour of the connection made up of wooden boards, while Figure 5b shows the one made up of multi-layer panels.

Figure 6 shows the cutting up of one sample after the push-out test. It can be clearly seen the good behaviour of the glue also for what regards the good distribution of the stresses against the hole walls.

5. THE STATIC BEHAVIOUR OF THE WOOD-WOOD COMPOSITE STRUCTURE

In order to verify the real advantages offered by the proposed system as far as resistance and stiffness are concerned, we are carrying out some numerical tests on the

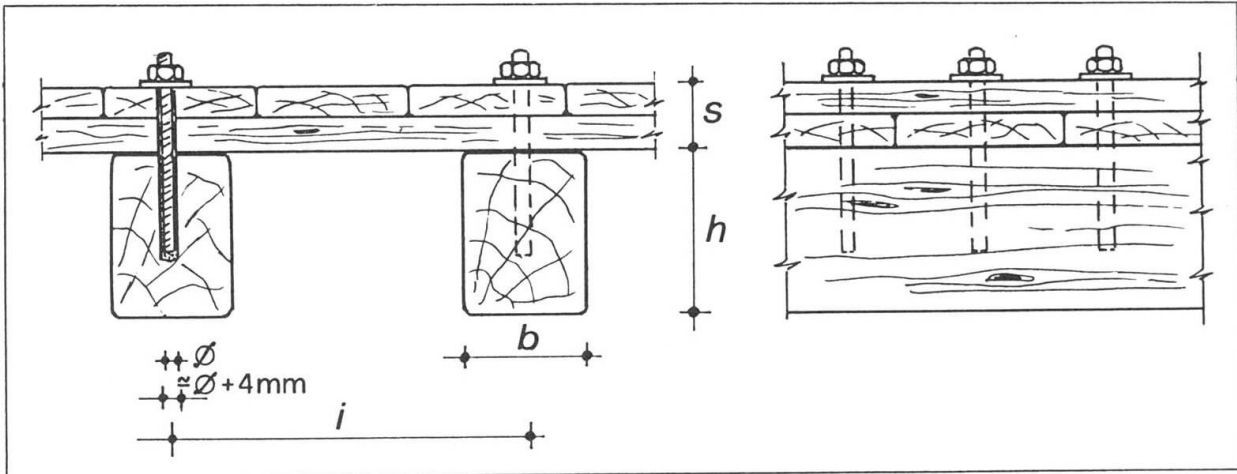


Fig.4 - Transversal and longitudinal cross sections.

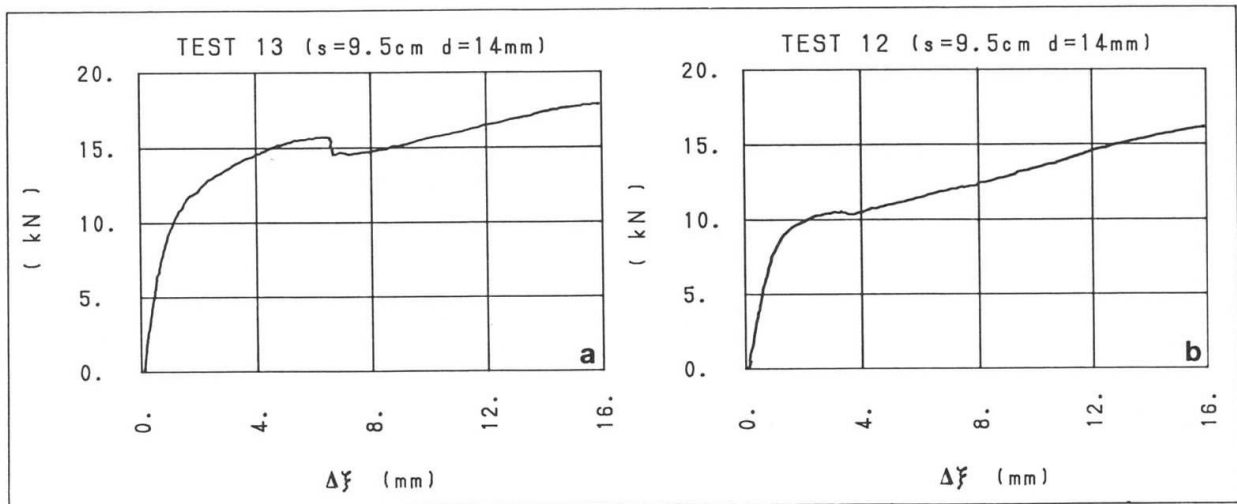


Fig.5 - Some results of push-out test.

Fig.6 - One sample after the push-out test.

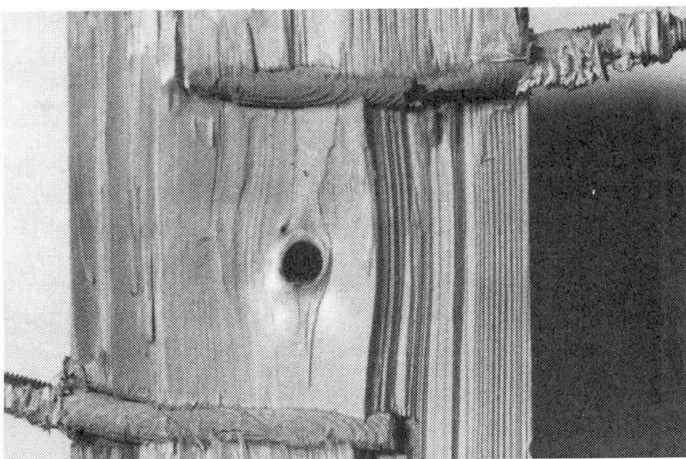
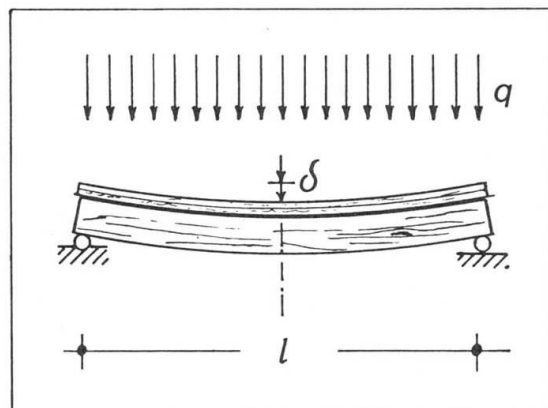


Fig.7 - Typical floor longitudinal section, having composite structure.





floor shown in Fig.7. We are using the already set up F.E. program used before for the analysis of some composite structures (made up of "beams"), keeping in mind the non-linearity of the connection behaviour and of the materials making up the beams (see [2] and [4]). This research also aims at supplying some simple laws for a correct and quick design and verification of the proposed structure.

Due to the lack of room, we will only put in evidence, in Table I, the behaviour of the composite structure of Fig.7 under working load. In the same Table are reported the results for $k = 0$, $k = \infty$ and actual stiffness k^* . The last is the result of a choice of connectors carried out following a criterion of limitation of the maximum displacements Δf for the same. This choice has been carried out for a load (beyond its dead load) equal to 5.0 kN/m². The distance between the connectors and their diameter are shown in the same Table. All the values indicated in the Table are expressed as a ratio between these values and the analogue values (indicated by the "0" subscript) which could be found for the existing wooden beam. σ corresponds to the wooden beams maximum positive stress (for geometrical references refer to Fig.4 where $i = 60$ cm).

It soon appears clear the remarkable increase of the resistance of the composite structure compared to those of the existing element (increase=1.8÷2.5 times), and its stiffness (increase=2.5÷3 times).

6. CONCLUSIONS

The composed structure here described is proposed as a reinforcement system and a means of effective restoration of the existing structures' essential static functions.

The success of this intervention is strictly related to a necessary and complete study of the existing structural materials and elements, and to a perfect knowledge of the static behaviour of the connection. The reinforcement operation is aimed, in this case, at assuring an effective transmission of mutual forces among several components: the static efficiency of the connection is thus responsible for the correct behaviour of the structure according to a "composite structure" functioning scheme.

REFERENCES

1. PIAZZA M.,TURRINI G.,*Una tecnica di recupero statico dei solai in legno*Recuperare 5,83.
2. PIAZZA M.,TURRINI G.,*Il comportamento statico della struttura mista legno-calcestruzzo* Recuperare 6, 1983.
3. PIAZZA M.,TURRINI G.,*Solai in legno-Esperienze e realizzazioni*.Recuperare 7, 1983.
4. PIAZZA M.,TURRINI G.,*The Influence of Connector Flexibility on the Behaviour of Composite Beams*. Costruzioni Metalliche n.6, 1986.
5. PIAZZA M.,TURRINI G.,*Advances in Technology of Joints for Laminated Timber. Analyses of the Structural Behaviour*.Proc. C.I.B.-W18 Congress "Timber Structures",Firenze,1986.

b [cm]	h [cm]	s [cm]	Connectors	l [m]	σ/σ_0			δ/δ_0		
					k=0	k=∞	k*	k=0	k=∞	k*
11	13	4.5	1Ø14/12	4.0	0.82	0.39	0.43	0.82	0.21	0.35
10	16	4.5	1Ø14/12.5	4.5	0.88	0.43	0.55	0.88	0.24	0.38
13	19	6.0	1Ø14/14	5.0	0.87	0.42	0.57	0.87	0.24	0.41
16	21	6.0	1Ø14/12	6.0	0.92	0.46	0.59	0.92	0.27	0.42
19	24	9.5	1Ø14/13	7.0	0.84	0.40	0.52	0.84	0.23	0.33

TABLE I



Les structures en tôle sont particulièrement indiquées à la réalisation des bassins et réservoirs ainsi qu'aux aménagements hydrauliques.

Par la réalisation de structures perméables (parement en treillis ou béton ajouré) sous le niveau de l'eau, TER-VOILE respecte l'écologie. L'exécution des ouvrages TER-VOILE en gradins, avec parements en treillis ou en béton ajouré, favorise la poussée de la végétation naturelle ou cultivée. L'intégration dans l'environnement naturel ou urbain est totale.

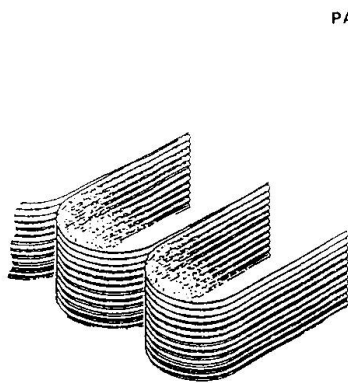


Fig. 2 - STRUCTURE: TÔLE
(CELLULES OUVERTES)

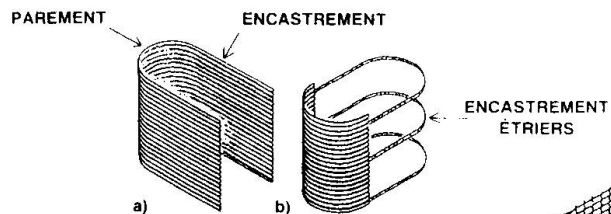


Fig. 1 - CELLULES TER-VOILE
a) OUVERTE b) FERMÉE

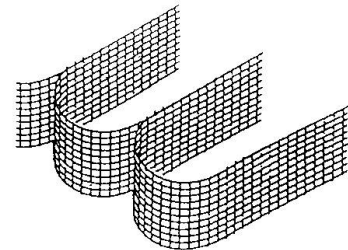


Fig. 3 - STRUCTURE: TREILLIS
(CELLULES OUVERTES)

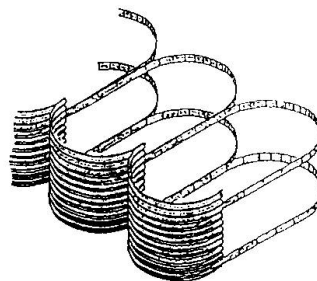


Fig. 4 - STRUCTURE: TÔLE/ÉTRIERS
(CELLULES FERMÉES)

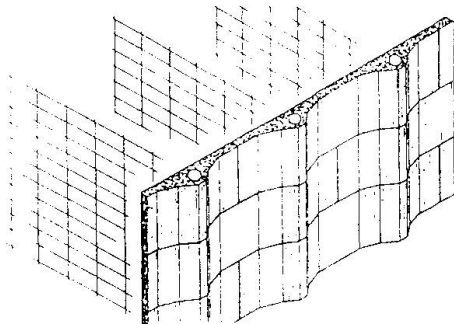


Fig. 5 - STRUCTURE: BÉTON/TREILLIS
(CELLULES OUVERTES)

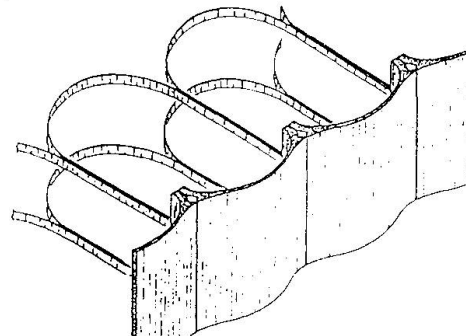


Fig. 6 - STRUCTURE: BÉTON/ÉTRIERS
(CELLULES FERMÉES)

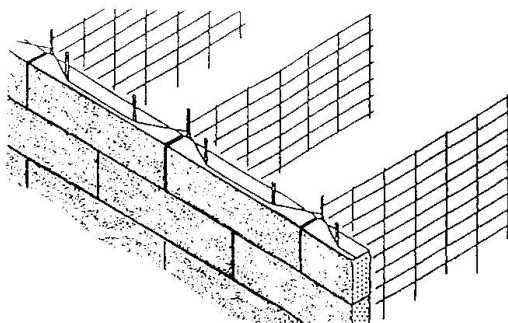


Fig. 7 - STRUCTURE: BÉTON/TREILLIS
(CELLULES OUVERTES)

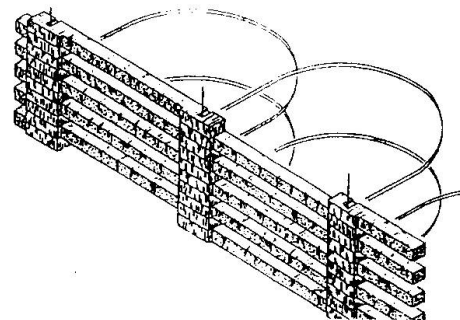


Fig. 8 - STRUCTURE: BÉTON AJOURÉ/ÉTRIERS
(CELLULES FERMÉES)

Application of a Retained Earth System

Application d'un système de soutènement de la terre

Anwendung der bewehrten Erde

Roger A. BLOOMFIELD

Vice President
VSL Corporation
Springfield, VA, USA

1. GENERAL DESCRIPTION

VSL RETAINED EARTH Walls are relatively simple, economical earth retaining structures which have gained widespread acceptance as a major new construction system. The system consists of precast concrete facing panels, galvanized steel soil reinforcing mesh, and granular backfill material as shown in Figure 1. These components produce a stable, unified gravity mass widely used as highway bridge abutment walls, approach walls, and standard grade separation walls used in construction site development.

The precast concrete panels form an attractive vertical facing while the mesh reinforcement carries the tensile stresses and the granular fill provides the mass of the structure. Bearing pads placed in the horizontal panel joints provide a small joint pattern around the perimeter of each panel. These joints allow for drainage of water through the granular fill and make the system capable of withstanding differential settlements on the order of one percent without distortion of the facing. Approximately 500,000 square meters of RETAINED EARTH walls have been constructed on 185 projects throughout the United States.

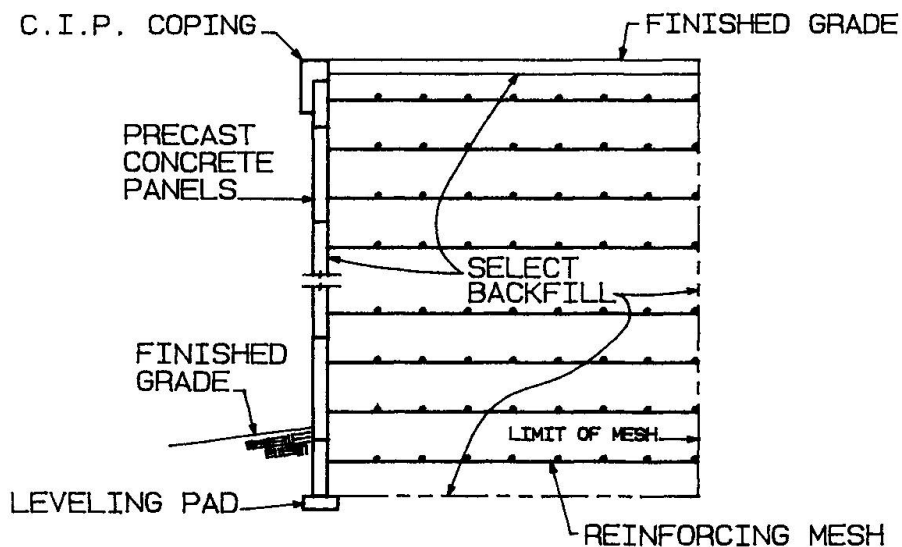


FIGURE 1. TYPICAL SECTION THROUGH R.E. WALL



2. DESIGN PRINCIPLES

External stability and bearing pressure of the RETAINED EARTH volume is determined through standard soil mechanics principles. Mass overturning and sliding are checked by balancing the driving and resisting forces with appropriate safety factors applied.

The effective principle of internal stability involves the transfer of stresses from the soil to the reinforcing mesh through bearing. Bearing pressure is developed on the projected areas of the mesh crossbars, and the pressure is in turn transferred to the longitudinal bars. The longitudinal bars are thus placed in tension, which enables the soil mass to withstand loads in the direction of the reinforcement.

When calculating internal stability, the vertical soil pressure is multiplied by the coefficient of earth pressure to determine the horizontal load on each concrete panel. This load is applied directly to the steel reinforcement to check the tensile stress safety factor. The resistance against mesh pullout through the soil is found by applying the vertical soil pressure over the crossbar area and multiplying by an anchorage factor to determine pullout resistance. The pullout resistance is divided by the horizontal load on the panel to determine the safety factor. Safety factors for stress and pullout can be increased by using wider or longer sheets of mesh.

3. CONSTRUCTION

Since no footing is required for RETAINED EARTH walls, a 30 cm x 15 cm concrete pad is poured to provide a level base for the panels. Panels are then set using a small crane as full size panels weigh less than 1 ton each. Care must be taken to level the panels, maintain proper alignment, and set a slight inward batter which comes out to near vertical when compacting the fill.

After the first course of panels are in place, geotextile filter fabric is glued to the back face of the panels covering the joint between adjacent panels. This fabric permits drainage through the joints while retaining the soil particles. Granular backfill is then placed, leveled, and compacted in 20 to 30 cm lifts up to the first layer of mesh. Small walk behind compaction equipment is used within one meter from the panels, and heavy rollers used for the remainder of the fill. This prevents misalignment of the facing panels due to compaction forces. Reinforcing mesh is spaced 0.76 m vertically and 1.3 m horizontally. After mesh is attached, backfilling continues, the second course of panels is placed and the sequence continues to the top of the wall. Generally either a cast in place or precast cap is placed at the top of the wall for aesthetic purposes, or a traffic barrier is incorporated where required.

With a relatively simple and repetitive construction procedure, up to 90 square meters of wall can be set per shift with an equipment operator and 5 man crew using standard construction equipment.