

# Gründung und Setzung der UNO-City Wien

von Hubert Borowicka

Die feierliche Übergabe der sogenannten UNO-City in Wien durch die IAKW A.G. bzw. die österreichische Bundesregierung an die UNO im August 1979 soll zum Anlaß genommen werden, um nochmals über die Gründung und Setzung dieses Bauwerkes kurz zu berichten. Da nunmehr die ständigen Lasten in voller Höhe aufgebracht sind und die tatsächlich aufzubringenden Nutzlasten nur einen bescheidenen Anteil an der Gesamtlast haben, können die bisher aufgetretenen Setzungen praktisch als Endsetzung angesehen werden. Deshalb ist der Zeitpunkt gekommen, um die Setzungsvorhersagen mit den gemessenen Setzungen zu vergleichen.

In der UNO-City sind gemäß dem Entwurf des Herrn Architekten Staber um das kreisförmige Bauwerk des Internationalen Konferenzentrums (Kurzbezeichnung K) Gebäude mit Y-förmigem

Grundriß angeordnet, und zwar zwei Amtssitzgebäude der Internationalen Atombehörde IAEA mit den Bezeichnungen A1 (Höhe  $H = 116$  m) und A2 ( $H = 58$  m), zwei Amtssitzgebäude der UNIDO mit den Bezeichnungen U1 ( $H = 90$  m) und U2 ( $H = 70$  m), sowie zwei Gebäude „Gemeinsame Einrichtungen“ mit den Bezeichnungen E1 ( $H = 76$  m) und E2 ( $H = 59$  m), wie dies im Luftbild der Abbildung 1 und im Grundriß in Abbildung 2 gezeigt ist.

Wie aus dem Grundriß eines Y-förmigen Gebäudes in Abbildung 3 hervorgeht, besteht die statische Konstruktion gemäß dem Entwurf der Zivilingenieure Dr. John und Dr. Ahorner aus hohlen Stahlbetontürmen im Zentrum (Zentral-kern ZK) und an den Enden der Y-förmigen Gebäude (Stiegenhaustürme ST). In diese Türme, welche zuerst hochgeführt wurden (Abbildung 4),

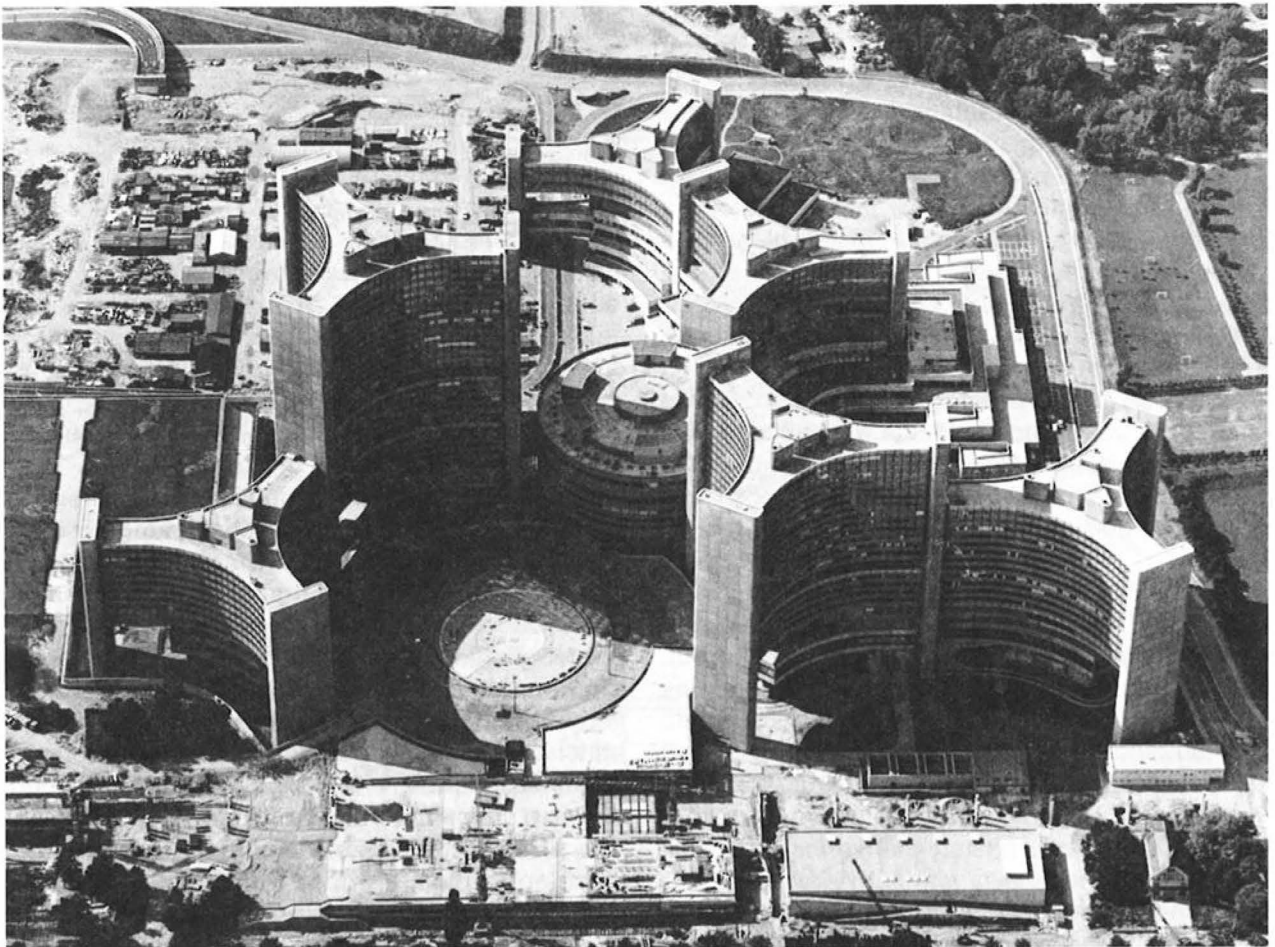


Abb. 1: UNO-City, Freigegeben vom BMfLV, Zl. 13.080-397/1.6./79

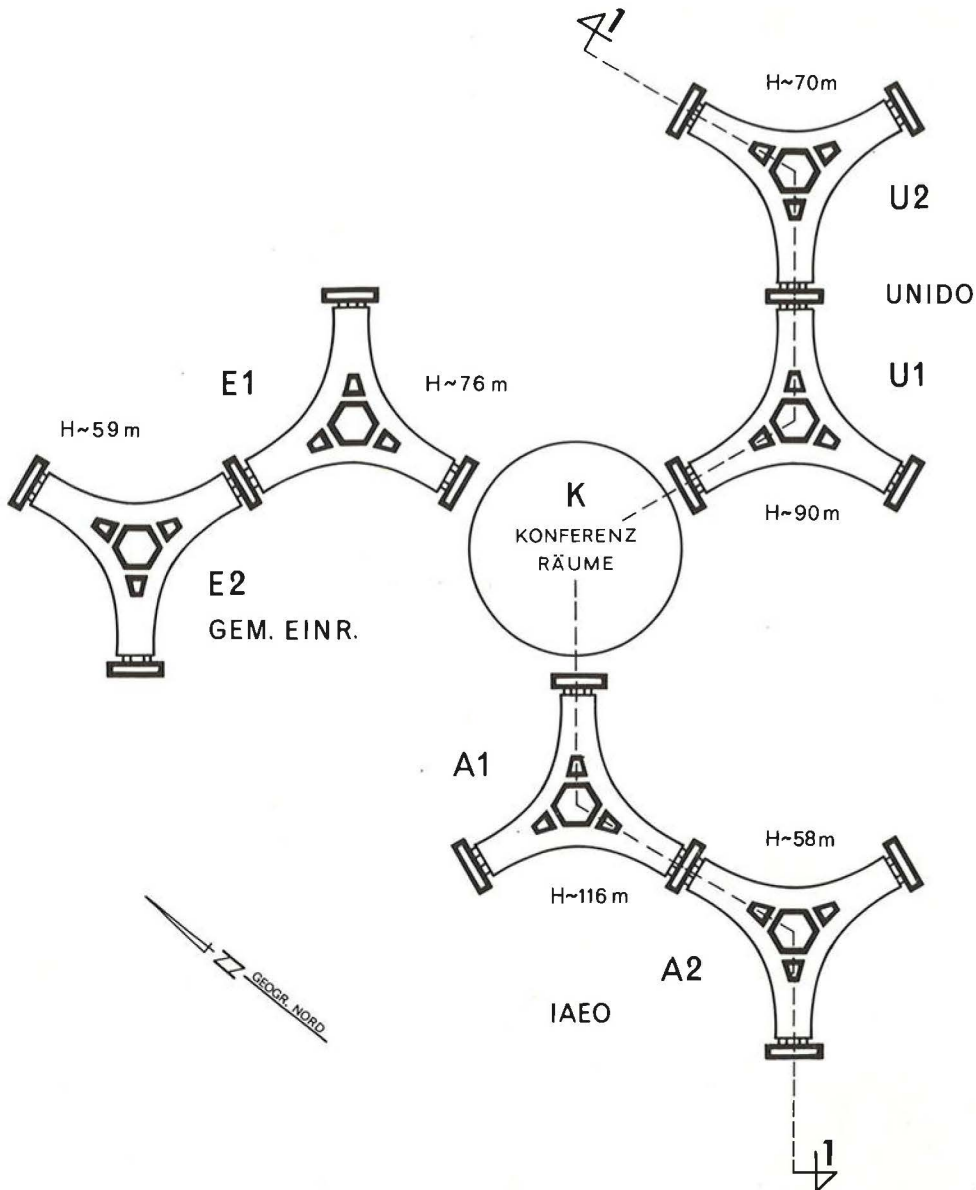


Abb. 2: UNO-City, Grundriß

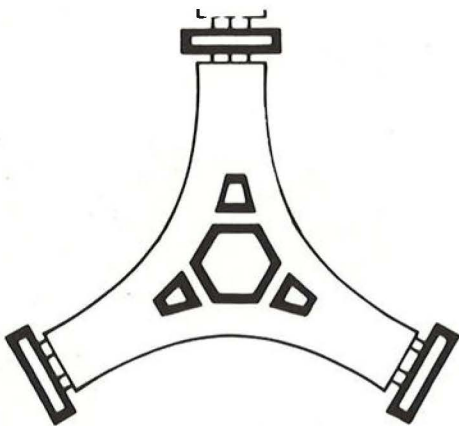


Abb. 3: Stahlbetonhohlkörper der Stiegenhaustürme und des Zentralkerns im Grundriß eines Y-förmigen Gebäudes

waren die Lasten aller Geschosse zu übertragen. Da sie jedoch ohne seitliche Abstützung für sich allein nicht standfest waren, wurden die Türme in den sogenannten Haupttraggeschossen durch steife Querriegel miteinander verbunden. Wegen der Möglichkeit des Auftretens von Rissen bei zu großen Setzungsdifferenzen zwischen Zentralkernen und Stiegenhaustürmen war die Tragkonstruktion der Gebäude als setzungsempfindlich anzusehen.

Die Setzungsempfindlichkeit und die großen, in den Stahlbetontürmen ankommenden Lasten machten es naheliegend, diese mittels einer Tiefgründung auf kürzestem Wege in den Untergrund zu leiten. Deshalb wurden die Türme auf 2,5 bis 4,0 m starke Rostplatten gestellt und

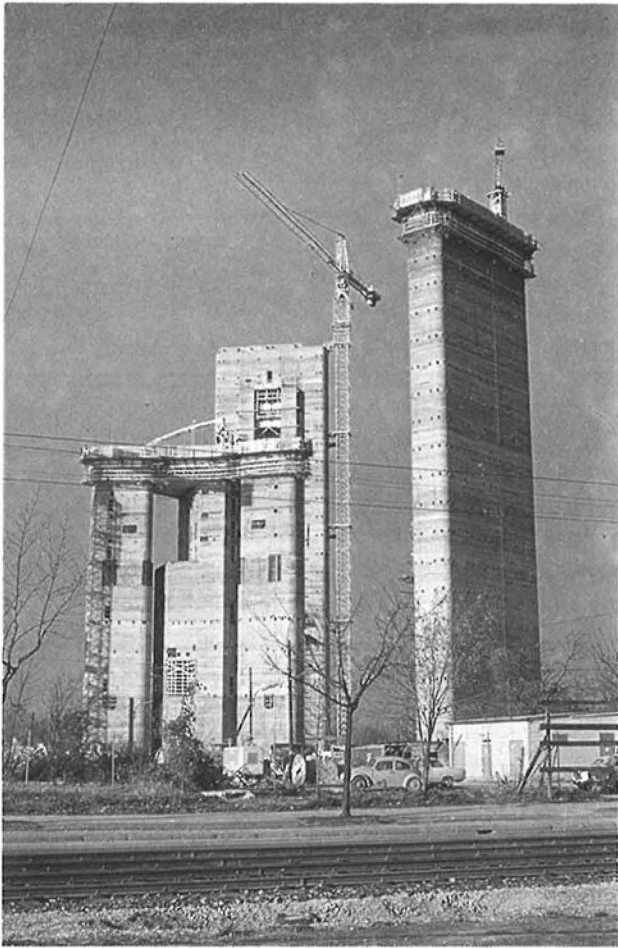


Abb. 4: Zentralkern und Stiegenhaustürme im Bau

unter diesen kastenartig ausgebildete Schlitzwandgruppen angeordnet, wie dies in Abbildung 5 gezeigt ist. Die Schlitzwände haben eine Stärke von 0,8 m und einheitlich eine Tiefe von 24,70 m unter Oberkante der Rostplatte bzw. rund 22,0 m unter Unterkante Rost. Die Belastungen je Laufmeter Schlitzwand durch lotrechte Lasten ohne Eigengewicht der Rostplatten betragen im Mittel 1900 kN/m, wobei die Extremwerte von 1700 und 2000 kN/m verhältnismäßig eng beisammen liegen.

Lediglich das kreisförmige Konferenzzentrum K mit einem Außendurchmesser von rund 57 m wurde flach gegründet, wobei das Fundierungsniveau etwa der Unterkante der stärksten Rostplatte (Zentralkern von A1) entspricht. Die durchschnittliche Bodenpressung zufolge lotrechter Lasten beträgt 29 N/cm<sup>2</sup>. Die Gründung erfolgte auf 6 Betonblöcken, welche nachträglich durch Auspressen zu einem fast starren Kreisringfundament verbunden wurden.

Der Bedeutung des Bauvorhabens entsprechend wurden Bohrungen bis in eine Tiefe von 70 m unter Gelände abgeteuft. Das Bodenprofil in

Abbildung 6 in einem Achsschnitt durch die Amtssitzgebäude A und U zeigt eine relativ schwache Deckschichte aus Anschüttungen und zum Teil auch gewachsenem Kies, auf welchem das Konferenzzentrum K gegründet ist. Darunter stehen Wechselfolgen von Feinsand- und Ton-schichten bis in die erbohrten Tiefen an. Laboratoriumsuntersuchungen mit ungestörten Tonproben ergaben ein Porenvolumen von 0,49 bis 0,30 mit einem Mittelwert von 0,40. Die Zylinderdruckfestigkeit (Probenquerschnittsfläche 10 cm<sup>2</sup>) lag zwischen den Werten 3 und 107 N/cm<sup>2</sup>, im Mittel bei 33 N/cm<sup>2</sup>. Die niedrigen Werte der Zylinderdruckfestigkeit wurden durch das Vorhandensein von Harnischflächen im Ton verursacht und waren demnach nicht durch eine weiche Konsistenz des Tones hervorgerufen. Der Zusammendrückungsmodul wurde aus den Druckporenzifferdiagrammen für eine Vergleichsspannung von 20 N/cm<sup>2</sup> ermittelt. Seine Größe schwankte zwischen den Grenzen von 750 und 9200 N/cm<sup>2</sup> und lag im Mittel bei 2150 N/cm<sup>2</sup>. Der Winkel der inneren Reibung der bindigen Proben ergab sich aus direkten Scherversuchen bei erstmaligem Abscheren mit 16° bis 35° und nach wiederholtem Abscheren mit 6° bis 35°. Diese starken Schwankungen sind durch den sehr unterschiedlichen Anteil von Kolloidton zwischen 1% und 35% bedingt bzw. durch die stark schwankende Plastizitätszahl von 1% bis 76%.

Zur Vervollständigung der Untersuchungsergebnisse wurde aus Kompressionsversuchen mit erhöhter Auflast die wahrscheinliche, geologische Vorbelastung des Tones untersucht. Der größte, in früheren Zeiten auf die Proben ausgeübte, wirksame Druck lag zwischen den Grenzen von 50 bis 170 N/cm<sup>2</sup>.

Die ermittelten Kennwerte des Wiener Tegels zeigen, daß zwischen den einzelnen Tegelpaketen keine großen Unterschiede bestehen. Eine merklliche Verbesserung der Festigkeitseigenschaften des Tegels mit der Tiefe konnte nicht festgestellt werden. Innerhalb der einzelnen Schichten sind jedoch Unterschiede vorhanden.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß die Festigkeitseigenschaften des Wiener Tegels etwa durchschnittlichen Wiener Verhältnissen entsprechen und demnach befriedigende, aber nicht überdurchschnittlich gute sind.

Beim Abbohren der zwischen den Schichten des Wiener Tegels eingelagerten Mittelsande traten starke Schwimmsanderscheinungen auf. In diesen Sandschichten gelang lediglich in einer Bohrung die Entnahme zweier ungestörter Proben. Die Untersuchung dieser Proben ergab bei einem Porenvolumen von 0,40 bis 0,42 eine mitteldichte Lagerung. Aus gestörten Proben

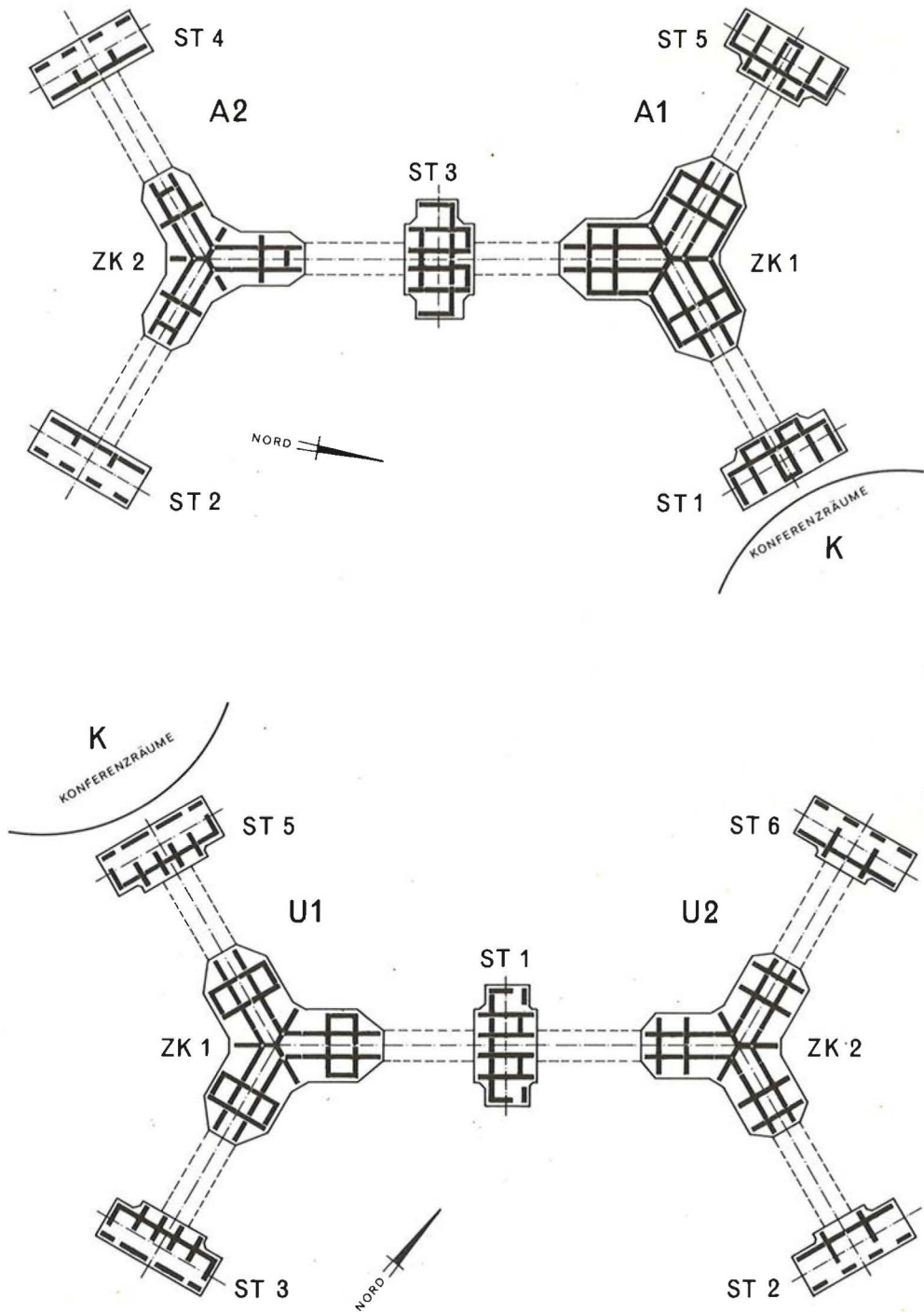


Abb. 5: Schlitzwandaustellung für die Gebäude A1, A2, U1 und U2

wurde die Kornverteilung sowie fallweise auch die lockerste und dichteste Lagerung bestimmt. Zur Bestimmung der natürlichen Lagerungsverhältnisse der Sandschichten wurden in den Bohrlöchern Standard-Penetration-Tests durchgeführt. Wegen der großen Bohrlochtiefen wurde ein an einem Seil hängendes Testgerät verwendet. Für eine Eindringtiefe von 30 cm ergaben sich in der obersten Sandschichte im östlichen

Teil Schlagzahlen von 16 bis 38 bzw. im Mittel 27, in den darunter liegenden durchgehenden Sandschichten Schlagzahlen von 11 bis 84 bei einem Mittelwert von 32. Die natürliche Lagerung des Sandes liegt daher an der Grenze zwischen dicht und mitteldicht, wobei die obere Sandschichte im Ostteil etwas unter und die tieferliegenden, durchlaufenden Sandschichten etwas oberhalb dieser Grenzen liegen. Die bei den Bohrungen



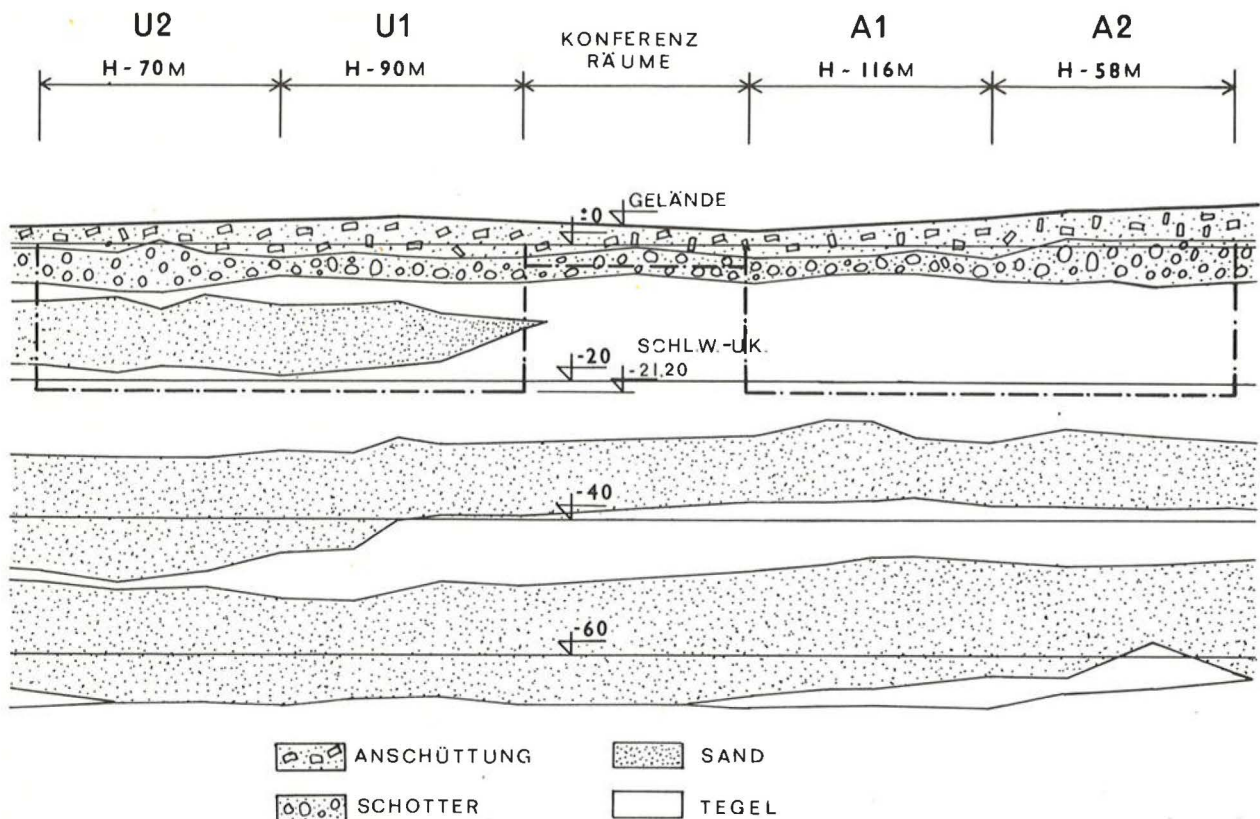


Abb. 6: Bodenprofil der UNO-City im Schnitt durch die Amtssitzgebäude A und U

festgestellten Schwimmsanderscheinungen sind demnach nicht auf eine zu lockere Lagerung des Sandes zurückzuführen, jedoch war bei der Ausführung auf die große Labilität dieser Schichten bei Grundwasserströmungen besonders Rücksicht zu nehmen. Auch dieser Umstand wies in Richtung einer Tiefgründung unter Verwendung einer Stützflüssigkeit.

Um die Ausführbarkeit der Schlitzwände in den Schwimmsandschichten zu gewährleisten und Anhaltspunkte für die zu erwartenden Setzungen zu erhalten, wurden von Chr. VEDER, welcher als zweiter Sondersachverständiger für Grundbau und Bodenmechanik zugezogen worden war, Feldversuche mit Schlitzwandelementen durchgeführt. Bei der Belastung eines Schlitzwandelementes von 0,5 m Stärke und 1,5 m Länge, wobei die Tiefe mit rund 24,0 m unter Gelände etwa derjenigen der auszuführenden Schlitzwand entsprach, ergab sich unter der lotrechten Durchschnittsbelastung der Schlitzwände beim Bauwerk die Setzung des Einzelelementes mit 4 mm und bei der rechnerischen Höchstlast mit 12mm. Auf Grund der Ergebnisse des Belastungs-

versuches wurde mit Hilfe von theoretischen Überlegungen für das Fundament mit der größten absoluten Last (das ist der Zentralkern von A1) eine Endsetzung von 50 mm und die ungünstigste Setzungsdifferenz ab dem Zeitpunkt der Verschließung der Türme miteinander mit 20 mm vorausgesagt. Da die Setzungsdifferenz etwa der kritischen entsprach, wurde bei den hohen Gebäuden A1 und U1 die Möglichkeit eines Setzungsausgleiches in Form einer späteren Höhenänderung der Stiegenhaustürme gegenüber den Zentralkernen mittels hydraulischen Winden vorgesehen.

Bis zum 1. 2. 1979 wurden ab Fertigstellung der Rostplatten die in Tabelle 1 angegebenen Setzungen und Setzungsdifferenzen gemessen. Die größte gemessene Setzung des Zentralkernes ZK1 des Gebäudes A1 stimmt unter Berücksichtigung einer Nachsetzung sehr gut mit dem prognostizierten Wert von 50 mm überein. Die kritische Setzungsdifferenz von 20 mm zwischen Zentralkern von A1 und Stiegenhausturm ST5 war zu Beginn des Jahres 1979 gerade erreicht und kann in den folgenden Jahren etwas

Tabelle 1: Gemessene Setzungen der UNO-City

Gebäudeteil	Setzung mm	Setzungs- differenz ZK-ST seit Beginn mm	Setzungs- differenz ZK-ST seit Verschließen mm
A1 ZK1	42	—	—
ST1	38	4	10
ST3	24	18	15
ST5	19	23	20
A2 ZK2	19	—	—
ST2	10	9	8
ST3	24	—5	—4
ST4	4,5	14,5	12,5
U1 ZK1	33	—	—
ST1	26	7	4,5
ST3	17	16	10
ST5	26,5	6,5	10
U2 ZK2	30	—	—
ST1	26	4	—1
ST2	15	15	11
ST6	18	12	8

überschritten werden. Nachrechnungen haben aber ergeben, daß zufolge Kriechens des Stahlbetons die kritische Setzungsdifferenz höher liegt, weshalb ein Absenken des Stiegenhausturmes nicht erforderlich sein wird. Grundsätzlich bleibt aber die Möglichkeit eines Setzungsausgleiches bestehen.

Die Voraussage von Setzungsdifferenzen ist mit viel größeren Unsicherheiten behaftet, weil sich nicht erfaßbare oder nicht vorhersehbare Einflüsse überlagern und bei der Differenzbildung eine entscheidende Wirkung ausüben können. Solche Einflüsse können zufolge von Inhomogenitäten des Untergrundes, durch die Art des Bauvorganges oder durch Mängel bei der Bauausführung entstehen. Darüber hinaus war im vorliegenden Falle die Abschätzung der Setzungsdifferenzen auch deshalb sehr schwierig, weil die an sich gleich langen und gleich starken Schlitzwandelemente in ganz verschiedener Weise zu Gruppen und Gründungskästen zusammengefaßt waren, wobei auch die Form und Größe der Rostplatten sehr unterschiedlich waren.

Da die Größe der von den Zentralkernen und Stiegenhaustürmen auf die Fundamente zu

übertragenden Lasten stark voneinander abwichen, wurden im Gründungsentwurf die Schlitzwände so ausgelegt, daß ihre Belastung je laufenden Meter nur in geringen Grenzen schwankte. Bei Annahme einer konstanten Bettungsziffer für die Lagerung der Schlitzwände würden sich daher die Setzungsdifferenzen zwischen Zentralkernen und Stiegenhaustürmen mit null ergeben. Einen anderen Grenzwert erhält man durch eine Analogiebetrachtung mit dem an seiner Oberfläche belasteten Halbraum. Werden unterschiedliche Lasten auf einzelne Fundamente übertragen, deren Größe mit derselben zulässigen Bodenpressung bemessen wurde, dann sind nach der Theorie des elastisch-isotropen Halbraumes die Setzungen proportional den Wurzeln aus den Fundamentlasten. Da im vorliegenden Falle die Gründung nach einem einheitlichen Prinzip bemessen ist, wurde der Versuch unternommen, die geschätzte größte Setzung des Zentralkernes ZK1 des Gebäudes A1 in Höhe von 50 mm in sinngemäß gleicher Weise auf die anderen Bauteile umzurechnen.

In Tabelle 2 ist in der zweiten Spalte die Last der einzelnen Gebäudeteile ohne Gewicht der Rostplatten und Schlitzwände, jedoch mit dem für die

Tabelle 2: Rechnerische und gemessene Setzungen der UNO-City

Gebäudeteil	Last kN	kN/m	Setzung rech- nerisch mm	Setzung ge- messen mm
A1 ZK1	537.000	198	50	42
ST1	150.000	185	25	38
ST3	180.000	186	27	24
ST5	148.000	182	24	19
A2 ZK1	249.000	170	29	19
ST2	72.000	197	18	10
ST3	180.000	186	27	24
ST4	72.000	197	18	4,5
U1 ZK1	437.000	194	44,5	33
ST1	156.000	193	26	26
ST3	149.000	190	23	17
ST5	121.000	190	23	26,5
U2 ZK2	300.000	171	32	30
ST1	156.000	193	26	26
ST2	87.000	201	20	15
ST6	87.000	201	20	18



Setzung maßgebenden Teil der Nutzlast abgegeben. In Spalte 3 sind nach Division durch die Gesamtlänge der Schlitzwand jedes Bauteiles die Lasten je Laufmeter eingetragen. Die rechnerischen Setzungen der einzelnen Bauteile wurden gefunden, indem die Größtsetzung von 50 mm im Verhältnis der Wurzeln aus den Gesamtlasten umgerechnet wurde. Um auch noch die geringen Abweichungen in den Laufmeterlasten der Schlitzwände zu berücksichtigen, wurde der umgerechnete Setzungswert im Verhältnis der Lasten je Laufmeter Schlitzwand korrigiert. Das Ergebnis zeigt Spalte 4 der Tabelle 2. Um einen raschen Vergleich zu ermöglichen, sind in der danebenliegenden Spalte 5 die gemessenen Setzungen angegeben. In Tabelle 3 wurden noch die rechnerischen und gemessenen Setzungsdifferenzen zwischen den Zentralkernen und Stiegenhaustürmen gegenübergestellt.

Die Übereinstimmung der rechnerisch ermittelten Setzungen mit den gemessenen ist im vorliegenden Falle trotz der großen Unterschiede der Belastung und Form der einzelnen Fundamente im großen gesehen eine überraschend gute.

Durch Vergleich der rechnerischen und gemessenen Setzungen ist es aber auch möglich geworden, die verschiedenen Einflüsse abzusondern und zu erkennen. Die Analyse der Setzungsmessungen zeigt im vorliegenden Falle folgendes Bild: Im Bereich des niedrigsten Amtssitzgebäudes A2 ist die Setzung offenbar

zufolge einer geringeren Zusammendrückbarkeit des Bodens klein, und zwar insbesondere beim Stiegenhausturm ST4. Die Setzungen von Stiegenhaustürmen zwischen zwei Zentralkernen (ST3 zwischen A1 und A2, ST1 zwischen U1 und U2) liegen etwas über dem Durchschnitt, was auf die Wirkung der benachbarten, hohen Lasten der Zentralkerne zurückzuführen sein dürfte. Der relativ größte störende Einfluß ist aber bei den an das Konferenzzentrum angrenzenden Stiegenhaustürmen ST1 des Gebäudes A und ST5 des Gebäudes U1 vorhanden, weil hier durch die hoch liegenden Fundamente des Konferenzzentrums und möglicherweise auch durch die Öffnung der Baugrube ein Verlust an Mantelreibung eingetreten ist, welcher ein Anwachsen der Setzungen zur Folge hatte. Im vorliegenden Fall hat sich dies nicht nachteilig ausgewirkt, weil die Setzungsdifferenz zum Zentralkern vermindert wurde.

Die Setzung des flach fundierten, nachträglich ausgeführten Internationalen Konferenzzentrums ist mit bisher 40 bis 60 mm relativ hoch, wozu zweifellos die durch den Bauvorgang, das Öffnen der Baugrube bedingten Störungen beigetragen haben. Da jedoch der Überbau nicht setzungsempfindlich ist, sind keine Setzungsschäden aufgetreten und wurden auch nicht erwartet.

Die Setzungen der Gebäude der gemeinsamen Einrichtungen E1 und E2, welche wie die Amtssitzgebäude A und U auf Schlitzwänden gegründet sind, wurden nur anfangs gemessen. Die Beobachtungen bewiesen, daß die Setzungen von E1 und E2 in den gleichen Rahmen passen.

Zusammenfassend kann über die Gründung der UNO-City in Wien gesagt werden, daß die Fundierung weder über- noch unterbemessen, sondern gerade angemessen ist. Bei den Gründungsarbeiten sind keinerlei unerwartete Schwierigkeiten aufgetreten und die beobachteten Setzungen haben gut mit den vorausgesagten übereingestimmt. Unter Berücksichtigung der zu übertragenden Lasten haben die Setzungsmessungen bestätigt, daß Flachfundierungen weit größere Setzungen verursachen als Tiefgründungen auf Schlitzwänden oder Großbohrpfählen, daß aber auch bei Tiefgründungen nicht unerhebliche Senkungen auftreten können, welche bei setzungsempfindlichen Überbauten der Anlaß von Bauschäden sein können. Deshalb ist eine annähernd richtige Abschätzung der Setzungen und Setzungsdifferenzen unerläßlich. Wie man auf Grund einer Belastungsprobe mit einem Gründungselement und der sinngemäßen Anwendung der Theorie des elastisch-isotropen Halbraumes zu einem annähernd richtigen Anhaltspunkt über die größte Setzung und die zu erwartenden Setzungsdifferenzen gelangen kann,

Tabelle 3: Rechnerische und gemessene Setzungsdifferenzen der UNO-City

Gebäudeteil	Setzungsdifferenzen rechnerisch mm	Setzungsdifferenzen gemessen mm
A1 ZK-ST1	25	4
ST3	23	18
ST5	26	23
A ZK-ST2	11	9
ST3	2	—5
ST4	11	14,5
U1 ZK-ST1	18,5	7
ST3	21,5	16
ST5	21,5	6,5
U2 ZK-ST1	6	4
ST2	12	15
ST6	12	12



wurde am Beispiel der Setzungen der UNO-City in Wien gezeigt.

Die Setzungsbeobachtungen haben aber auch neuerdings verdeutlicht, daß die geringere Setzung von Großbohrpfählen und Schlitzwänden mit dem Auftreten von Mantelreibung ursächlich verknüpft ist. Durch diese Gründungsarten wird nämlich die Kontaktfläche zwischen Grundbauwerk und Boden stark vergrößert. Wird die Mantelreibung durch äußere Umstände vermindert oder ausgeschaltet, dann nehmen auch die Setzungen einer Tiefgründung zu. Die oft geäußerte Meinung, daß Tiefgründungen gegen die Störungen benachbarter Baustellen oder die Beeinflussung durch angrenzende, nachträglich ausgeführte Flachgründungen fast unempfindlich sind, trifft daher nicht zu.

Bei Tiefgründungen auf Großbohrpfählen und Schlitzwänden ist die Frage der Standsicherheit nicht entscheidend, da diese rechnerisch oder durch eine Probelastung leicht nachweisbar ist, und ihre Mindestwerte in der Regel weit überschritten werden. Deshalb muß die Planung und Bemessung solcher Gründungen weit mehr als bisher auf die zu erwartenden Setzungen und Setzungsdifferenzen abgestellt werden, wie dies beim Entwurf der Gründung der UNO-CITY in Wien geschehen ist.

Im gleichen Sinne wurde bei einem zweiten Großbauvorhaben in Wien vorgegangen, nämlich der Überbauung des Franz Josefs-Bahnhofes, welches gegenwärtig nur teilweise im Rohbau fertig ist. Bei dieser ausgedehnten Baustelle sollten über den Gleisen des Franz Josefs-Bahnhofes Amtssitzgebäude, Hochschulinstitute, Bürogebäude u. dgl. errichtet werden. Die Gebäude stehen auf Platten, welche von Einzelstützen getragen werden, wobei die Lasten dieser Säulen über Großbohrpfähle unterschiedlicher Zahl, Stärke und Länge in den Untergrund geleitet werden. In diesem steht unter einer etwa 4 m mächtigen Deckschicht von Anschüttungen und Auböden sandiger Kies an, welcher in einer Tiefe von 10 m bis 14 m unter Gelände den Wiener Tegel überdeckt. Versuchspfähle vom Durchmesser 90 cm hatten die in Tabelle 4 angegebenen Längen und ergaben bei Belastung die dort angegebenen Setzungen. Die Pfähle 1 bis 4 waren in konventioneller Weise hergestellt worden, beim Pfahl 5 war anschließend an die Herstellung des Pfahles nach dem System der Firma Karl Bauer Ges.m.b.H., Schrobenhausen, eine Verpressung des Fußes und des Mantels des Probepfahles vorgenommen worden.

Wie Tabelle 4 zeigt, haben bei den konventionellen Pfählen die Setzungen bei gleicher Belastung etwa verkehrt proportional mit der Vergrößerung

Tabelle 4: Ergebnisse der Probelastung von Pfählen Ø90 im Zuge der Überbauung des Franz Josefs-Bahnhofes

Pfahl Nr.	1	2	3	4	5
Pfahlart	konventionell			verpreßt	
Pfahllänge (m)	22	17	15	11	11
Länge im Schotter (m)	10	9	9	7	7
Länge im Tegel (m)	8	4	2	0	0
Setzungen (mm)					
Last 3.000 kN	3,2	4,7	5,2	9,3	2,4
5.000 kN	9,8	11,9	13,0	21,6	6,0
7.000 kN	16,5	20,5	23,3	33,2	10,5
7.700 kN	—	—	30,3	44,5	12,8
8.400 kN	—	27,5	—	53,5	14,3
8.800 kN	30,9	—	—	—	15,0
10.000 kN	—	—	—	—	19,0

der Einbindelänge im gewachsenen Boden abgenommen. Die Verpressung des Pfahles 5, welcher 7 m in den gewachsenen Kies einband, hat hingegen die Setzung sehr wesentlich herabgesetzt. Sie betrug weniger als ein Drittel der Setzung des gleich langen Pfahles 4 konventioneller Bauart und weniger als diejenige des doppelt so langen Pfahles 1. Die Setzungsbeobachtungen am Bauwerk werden noch zeigen, in welchem Umfange sich diese günstige Wirkung auf die Setzung einer ganzen Pfahlgruppe umsetzt.

Von statischer Seite her war eine Setzungsdifferenz von 10 mm zwischen benachbarten Stützen zugelassen. Deshalb wurde die bei der Probelastung bei einer Setzung von 5 mm vorhandene Belastung als zulässige Pfahllast festgesetzt, jedoch empfohlen, Stützen mit hohen Lasten von schwach belasteten Stützen durch Dehnfugen abzutrennen. Die bisher vorgenommenen Setzungsmessungen haben die Richtigkeit dieser Maßnahmen bestätigt.

Zusammenfassend kann auf Grund der bisherigen Setzungsbeobachtungen bei der UNO-CITY und der Überbauung des Franz Josefs-Bahnhofes in Wien festgestellt werden, daß Tiefgründungen mittels Schlitzwänden oder Großbohrpfählen sich hinsichtlich der Setzung günstig auswirken. Die günstige Wirkung hängt mit der Vergrößerung der Kontaktfläche zwischen Bauwerk und Boden zusammen, so daß der kritische Wert der



Mantelreibung nicht überschritten wird. Durch einen ungünstigen Bauvorgang oder durch Baumaßnahmen in der Nachbarschaft kann jedoch die Mantelreibung herabgesetzt werden und damit die günstige Wirkung einer Tiefgründung verlorengehen. Umgekehrt kann durch zusätzliche Maßnahmen wie das Verpressen von Pfählen die Setzung weiter verringert werden.

## Literaturverzeichnis

- [1] STÖTZER, E.: Fußverpreßte Großbohrpfähle bei einer Pfahlgründung für ein Kraftwerk in Libyen. Geotechnik, 2. Jg., S. 71 (1979).
- [2] VEDER, C. und PRODINGER, W.: Field Measurement of Skin Friction and Base Resistance. Proc. IX. ICSMFE, Tokyo, Vol. 3, p. 399 (1977).